



HydroHydra Barbara Kręgiel

**Analiza hydrologiczno – hydrauliczna wraz z
wyznaczeniem minimalnych światel obiektów
inżynierskich oraz pojemności zbiorników
na potrzeby opracowania programu funkcjonalno –
użytkowego dla zdan:**

***Budowa węzła drogowego Alei Wojska Polskiego
DK-1 wraz z nowym przebiegiem DK-46 w
Częstochowie dla WARIANTU I***

Autorzy opracowania	Data	Podpis
Mgr inż. Barbara Kręgiel	11.2017	

Spis treści

1	Dane ogólne.....	7
1.1	Podstawa formalno - prawna	7
1.2	Cel i zakres opracowania	7
1.3	Dane źródłowe	8
2	Charakterystyka terenu	9
2.1	Hydrografia.....	9
2.2	Zagospodarowanie terenu	11
2.3	Gleby.....	12
2.4	Zagrożenie powodziowe.....	13
3	Obliczenia hydrologiczne.....	17
3.1	Metodyka obliczeń	17
3.1.1	Przepływy maksymalne rzeki Warty.....	17
3.1.2	Przepływy maksymalne cieków nieobserwowanych	20
3.1.3	Metoda natężeń stałych do obliczeń dopływu do zbiorników	22
3.2	Parametry przyjęte do obliczeń.....	24
3.2.1	Rzeka Warta.....	24
3.2.2	Cieki i rowy	24
3.2.3	Zbiorniki.....	26
3.3	Wyniki obliczeń.....	27
3.3.1	Rzeka Warta.....	27
3.3.2	Cieki i rowy	27
3.3.3	Zbiorniki.....	27
4	Obliczenia hydrauliczne.....	28
4.1	Metodyka obliczeń w HEC-RAS	28
4.1.1	Wyznaczenie rzędnych zwierciadła wody w programie.....	28
4.1.2	Obliczanie przepływu	30
4.1.3	Obliczenie wysokości energii.....	31

4.1.4	Obliczenia strat związanych z tarcie.....	31
4.1.5	Wyznaczanie głębokości krytycznej.....	31
4.1.6	Zasada ilości ruchu	32
4.1.7	Ograniczenia modelu ruchu ustalonego.....	33
4.1.8	Modelowanie mostów.....	34
4.1.9	Prędkości i naprężenia w przekroju.....	37
4.2	Metodyka obliczeń w Hydraflow Express.....	38
4.3	Obliczenia pojemności zbiorników retencyjnych	39
4.4	Założenia do obliczeń	39
4.4.1	Szorstkość w korycie.....	40
4.4.2	Przepusty	42
4.4.3	Zrzuty wód z wylotów.....	42
4.5	Wyniki obliczeń hydraulicznych	43
4.5.1	Wyniki dla rzeki Warta – przekrój niezabudowany	43
4.5.1.1	Przepływ miarodajny	43
4.5.1.2	Przepływ charakterystyczny SSQ.....	44
4.5.1.3	Wpływ zrzutu na poziom zwierciadła SSQ w rzece	45
4.5.2	Wyniki dla rzeki Warta – przekrój zabudowany mostem.....	46
4.5.3	Wyniki dla projektowanego przepustu z przejściem dla płazów	48
4.5.4	Wyniki obliczeń pojemności zbiorników	49
5	Obliczenia konstrukcji obiektów inżynierskich.....	50
5.1	Światło minimalne przepustów	50
5.2	Światło minimalne mostu.....	52
5.2.1	Schemat obliczeniowy – światło poziome.....	52
5.2.1.1	Obliczenia dla przekroju mostowego z dnem rozmywalnym i ruchem rumowiska w części przekroju	52
5.2.1.2	Obliczenia dla przekroju mostowego z dnem nierozmywalnym.....	55
5.2.2	Aspekty prawne – światło pionowe	56

5.3	Wyniki obliczeń.....	57
5.3.1	Światło mostu nad rzeką Wartą	57
5.3.1.1	Bez umocnień	57
5.3.1.2	Rozmycia dna przy filarach mostowych	58
5.3.1.3	Z umocnieniem dna	59
5.3.2	Minimalne światła przepustów	60

Spis tabel

Tabela 1	Klasy projektowanych dróg.....	12
Tabela 2	Zasady przenoszenia przepływów maksymalnych z profili - analogów do profili badanych..	17
Tabela 3	Przepływy maksymalne z wielolecia dla wodowskazów na Warcie	17
Tabela 4	Wartości powierzchni zlewni do przekrojów wodowskazowych wraz z przeliczeniem procentowym w stosunku do przekroju badanego.....	18
Tabela 5	Przykładowe wartości współczynnika spływu powierzchniowego wg GDDKiA.....	22
Tabela 6	Przykładowe wartości parametru A_q wg opracowania GDDKiA	23
Tabela 7	Zalecane wg Rozporządzenia częstości deszczu obliczeniowego	23
Tabela 8	Wielkości przepływów dla wodowskazu Mstów	24
Tabela 9	Parametry przyjęte do obliczeń przepływów prawdopodobnych dla cieków i rowów.....	25
Tabela 10	Zestawienie planowanych zbiorników.....	26
Tabela 11	Zestawienie powierzchni zlewni ciężących do planowanych zbiorników.....	26
Tabela 12	Wyniki obliczeń przepływów prawdopodobnych dla cieków i rowów.....	27
Tabela 13	Zestawienie wielkości spływu do zbiorników	27
Tabela 14	Współczynniki szorstkości koryt n Manninga (Ven Te Chow, 1959).....	41
Tabela 15	Współczynnik Manninga dla betonu (źródło: zbiór pomocy z przedmiotu Budownictwo Wodnej – Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie)	41
Tabela 16	Wyniki obliczeń hydraulicznych dla przekroju niezabudowanego i przepływu miarodajnego w miejscu projektowanego mostu	43
Tabela 17	Wyniki obliczeń hydraulicznych dla przekroju mostowego i przepływu SSQ.....	44
Tabela 18	Wyniki obliczeń hydraulicznych dla przekroju mostowego i przepływu SSQ uwzględniającego zrzut ze zbiornika w ilości 10l/s	45
Tabela 19	Porównanie wyników dla przekroju powyżej i poniżej mostu w modelu bez mostu oraz z mostem.....	46
Tabela 20	Wyniki obliczeń dla przekroju mostowego	47

Tabela 21 Zestawienie wyników dla minimalnej pojemności zbiorników	49
Tabela 22 Wartość prawdopodobieństwa p przepływu miarodajnego dla mostów i przepustów trwałych w zależności od klasy drogi.....	50
Tabela 23. Prędkości dopuszczalne w korytach umocnionych v_d	55
Tabela 24 Parametry do obliczeń minimalnego światła mostu dla rzeki w stanie nieumocnionym	57
Tabela 25 Minimalna średnica przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy G i GP dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie	61
Tabela 26 Minimalna średnica przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy D dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie	62
Tabela 27 Minimalna średnica przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie	63
Tabela 28 Minimalne wymiary ramowego przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie	64

Spis ilustracji

Rysunek 1 Obszar w sąsiedztwie inwestycji na tle Mapy Podziału Hydrograficznego Polski 2010 (źródło: http://geoportal.kzgw.gov.pl/imap/)	9
Rysunek 2 Obszar w sąsiedztwie inwestycji na tle podziału JCWP (źródło: http://geoportal.kzgw.gov.pl/imap/)	10
Rysunek 3 Położenie rowów melioracji szczegółowych należących do ŚZMiUW (źródło: pismo OCZ/6211/C/70/DKP-2195/2220/DKW-1447/17).....	10
Rysunek 4 Aktualne zagospodarowanie obszaru inwestycji wg CLC2012 na tle OpenStreetMap (legenda oznaczeń: http://clc.gios.gov.pl/index.php?option=com_content&view=article&id=41&Itemid=310)	12
Rysunek 5 Mapa zagrożenia powodziowego wraz z głębokością wody – prawdopodobieństwo powodzi 1% (źródło arkusz M34039Cb3 http://mapy.isok.gov.pl/imap/)	13
Rysunek 6 Mapa zagrożenia powodziowego wraz z głębokością wody – prawdopodobieństwo powodzi 0,2% (źródło arkusz M34039Cb3 http://mapy.isok.gov.pl/imap/)	14
Rysunek 7 Objaśnienia znaków dla map zagrożenia powodziowego.....	15
Rysunek 8 Lokalizacja wodowskazów na rzece Warta w stosunku do projektowanej inwestycji na tle OpenStreetMap.....	18
Rysunek 9 Opad normalny [mm] w Polsce w latach 1971 - 2000	23
Rysunek 10 Zlewnia rowu bez nazwy do przekroju obliczeniowego przyjętego do obliczeń na tle OSM	24

Rysunek 11 Zlewnia rowu R-A do przekroju obliczeniowego przyjętego do obliczeń na tle OSM	25
Rysunek 12 Schemat obliczeń w programie HEC-RAS.....	29
Rysunek 13 Schemat obliczania przepływu w programie HEC-RAS	30
Rysunek 14 Sposób obliczenia energii strumienia (V_1 , V_2 – średnie prędkości w obszarach 1 i 2)	31
Rysunek 15 Zastosowanie równania pędu	33
Rysunek 16 Rozmieszczenie przekrojów przy obiekcie mostowym	34
Rysunek 17 Schemat obliczeń mostów z równania energii.....	36
Rysunek 18 Schemat mostu ukośnie położonego względem koryta.	36
Rysunek 19 Schemat obliczeń przepustów w programie Hydraflow Express.....	38
Rysunek 20 Wykres do obliczania pojemności retencyjnej zbiornika	39
Rysunek 21 Zdjęcie przedstawiające koryto rzeki Warty przy aktualnym przebiegu DK46 (źródło: maps.google.pl)	40
Rysunek 22. Schemat hydrauliczny przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie.....	42
Rysunek 23 Przekrój niezabudowany w miejscu projektowanego mostu z wprowadzonym przepływem miarodajnym w modelu hydraulicznym HEC-RAS	43
Rysunek 24 Przekrój w miejscu projektowanego mostu z wprowadzonym przepływem SSQ w modelu hydraulicznym HEC-RAS	44
Rysunek 25 Koncepcja rozwiązań dla mostu nad Wartą	46
Rysunek 26 Przekrój mostowy po wprowadzeniu filarów	47
Rysunek 27 Raport z obliczeń hydraulicznych dla przepustu z przejściem dla płazów	48
Rysunek 28 Podział przepływu w przekroju niezabudowanym	52
Rysunek 29 Raport hydrauliczny z obliczeń przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy G i GP dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie.....	61
Rysunek 30 Raport hydrauliczny z obliczeń przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy D dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie.....	62
Rysunek 31 Raport hydrauliczny z obliczeń przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie	63
Rysunek 32 Raport hydrauliczny z obliczeń ramowego przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie.....	64

1 Dane ogólne

Niniejsze opracowanie obejmuje analizę hydrologiczno – hydrauliczną wraz z wyznaczeniem minimalnych światła obiektów inżynierskich oraz pojemności zbiorników na potrzeby opracowania programu funkcjonalno – użytkowego dla zdania: „Budowa węzła drogowego Alei Wojska Polskiego DK-1 wraz z nowym przebiegiem DK-46 w Częstochowie dla WARIANTU I”

1.1 Podstawa formalno - prawna

Niniejsze opracowanie wykonano na podstawie zlecenia otrzymanego od „MERITUM PROJEKT”, z siedzibą w Katowicach jako Zamawiającym dla Pani Barbary Kręgiel prowadzącej działalność gospodarczą pod nazwą „HydroHydra”, z siedzibą w Katowicach oraz ustaleniami między Zamawiającym a Wykonawcą wynikłymi w trakcie prac nad niniejszą analizą.

1.2 Cel i zakres opracowania

Zgodnie z ustaleniami między Wykonawcą a Zamawiającym celem opracowania jest wykonanie:

- Obliczeń obiektów mostowych, w tym obliczeń hydrologicznych cieków nieobserwowanych metodami empirycznymi oraz przeliczenia wielkości przepływów rzeki Warty w miejscu projektowanego mostu - dane hydrologiczne dla rzeki Warty zostaną pobrane z Raportu ISOK.
- Obliczeń minimalnych światła obiektów mostowych z uwzględnieniem zapisów Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.
- Obliczeń koncepcyjnych pojemności zbiorników zgodnie z metodyką ATV-A117.
- Obliczeń wpływu zrzutu wód z wylotów na poziom zwierciadła wody w odbiornikach

1.3 Dane źródłowe

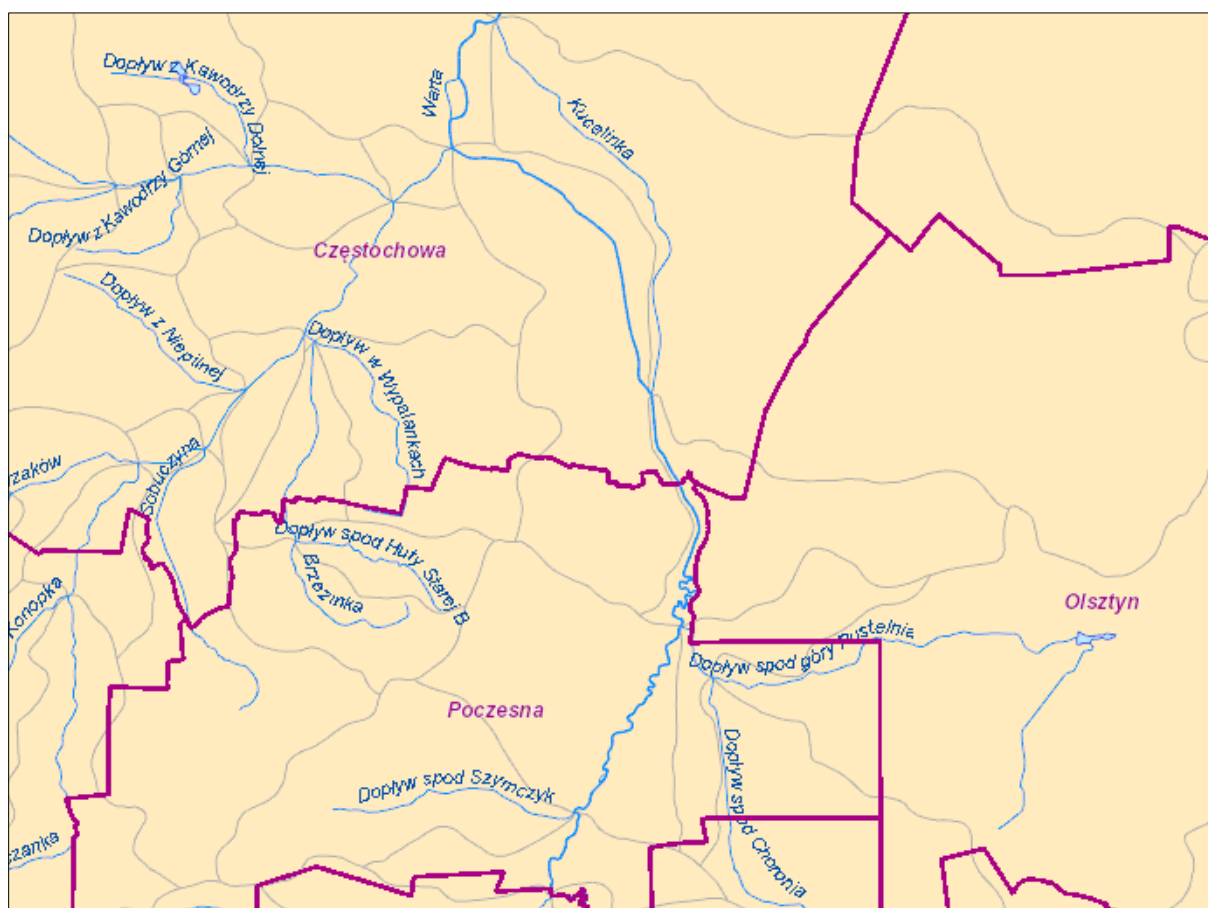
1. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie
2. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie.
3. Dz.U. 2015 poz. 469 Obwieszczenie Marszałka Sejmu Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 27 lutego 2015 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy - Prawo wodne
4. KONCEPCJA PROGRAMOWO – FUNKCJONALNA część ogólna „Budowa węzła drogowego Alei Wojska Polskiego DK - 1 wraz z nowym przebiegiem DK - 46 w Częstochowie”
5. „Pisma, uzgodnienia branżowe, warunki” - KONCEPCJA PROGRAMOWO – FUNKCJONALNA „Budowa węzła drogowego Alei Wojska Polskiego DK - 1 wraz z nowym przebiegiem DK - 46 w Częstochowie”
6. „Zalecenie projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia drogowych konstrukcji oporowych”, wykonane na zlecenie GDDKiA, Warszawa 2009 dostępne 25.09.2015 na:
https://www.gddkia.gov.pl/userfiles/articles/a/analiza-metod-poprawy-stanu-odwo_1/documents/zeszyt-4.pdf
7. Edel R. „Odwodnienie dróg”
8. Dołęga J. Rogala, R., „Materiały pomocnicze do obliczeń z hydrologii”, Wrocław 1973 r.
9. Kotowski A. „Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień”, Warszawa 2011 r.
10. Byczkowski, A. „Hydrologiczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych/ przepływy charakterystyczne” Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa 1979
11. Byczkowski, A. „HYDROLOGIA Tom I” Wydanie II poprawione i uzupełnione, Wydawnictwo SGGW, Warszawa 1999 r.
12. Ciepielowski A., Dąbkowski Sz. L. „Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych (z przykładami)”
13. Adamczyk, B., Biesiacki, A., Borowiec, S., Brzozowski, W., Chalecki, J., Cieśla, W., i inni. Polska Mapa Gleb. Wydawnictwo Geologiczne, 1972
14. Stachy, J. Atlas Hydrologiczny Polski. Warszawa: Wydawnictwo Geologiczne, 1986r.
15. Rastrowa Mapa Podziału Hydrograficznego Polski opracowana przez Zakład Hydrografii i Morfologii Koryt Rzecznych Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej w Warszawie. Dostępna na: <http://www.kzgw.gov.pl/pl/Rastrowa-Mapa-Podzialu-Hydrograficznego-Polski.html>

2 Charakterystyka terenu

Poniżej opisano elementy obszaru inwestycji mające znaczenie w obliczeniach wykonywanych w dalszej części opracowania.

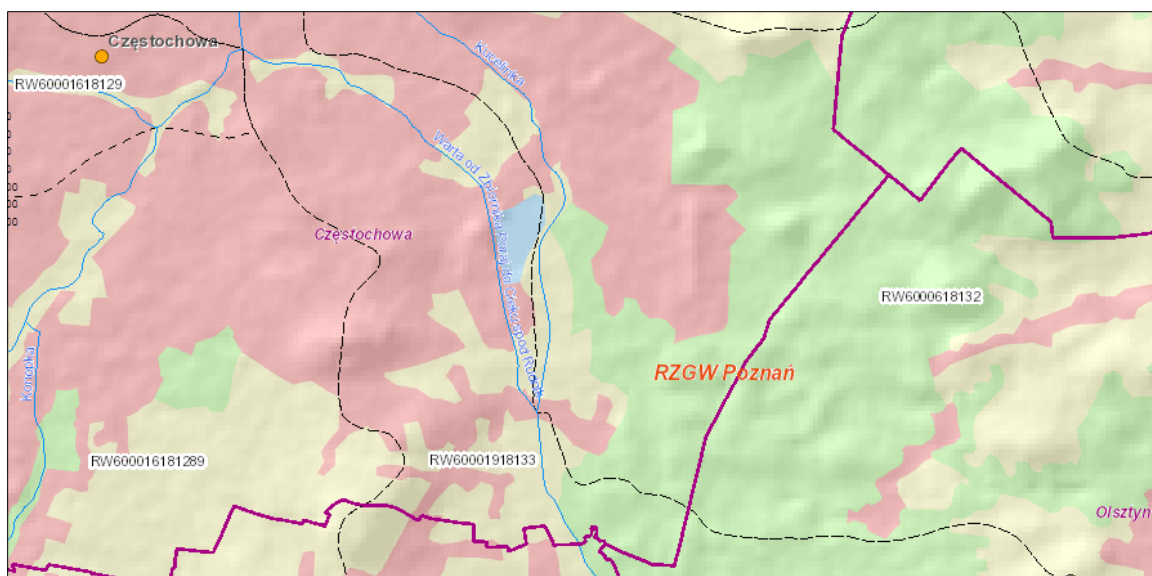
2.1 Hydrografia

Głównym ciekim w przedmiotowym obszarze jest rzeka Warta. Warta jest ciekim II rzędu i jest głównym dopływem Odry. Rzeka bierze swój początek na Wyżynie Krakowsko-Częstochowskiej ze źródeł w Kromotowie (dzielnica Zawiercia) na wysokości 384 m n.p.m. i płynie na północ w kierunku Częstochowy. Administratorem rzeki w obszarze inwestycji jest Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Poznaniu, natomiast wały rzeki znajdują się w ewidencji Śląskiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych w Katowicach, Oddział Częstochowa (zgodnie z pismami NZS-T.433.04.2017 RZGW Poznań oraz OCZ/6211/C/70/DKP-2195/2220/DKW-1447/17 ŚZMiUW).



Rysunek 1 Obszar w sąsiedztwie inwestycji na tle Mapy Podziału Hydrograficznego Polski 2010 (źródło: <http://geoportal.kzgw.gov.pl/imap/>)

Identyfikator hydrograficzny rzeki Warta to 18. Przedmiotowa inwestycja leży w obszarze Jednolitej Części Wód Powierzchniowych o kodzie RW60001918133 Warta od Zbiornika Poraj do Cieków spod Rudnik (źródło: <http://geoportal.kzgw.gov.pl/imap/>).



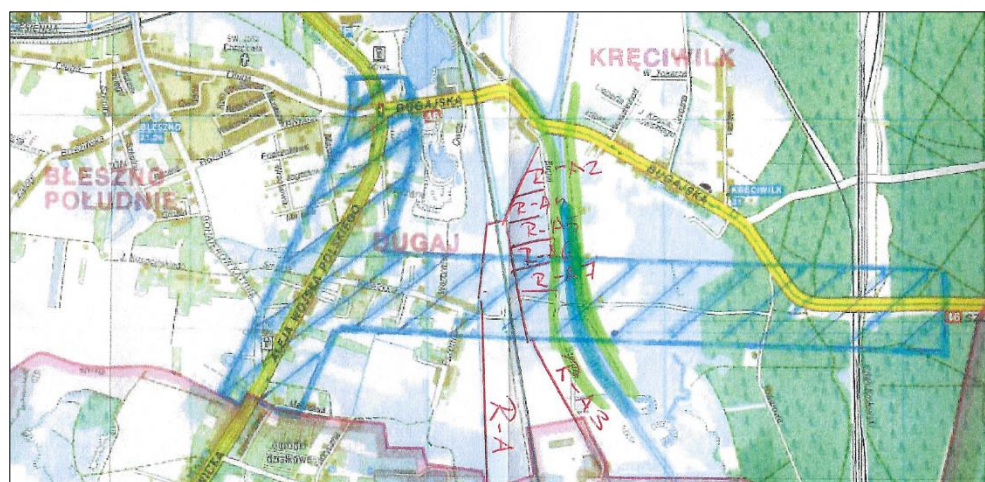
Rysunek 2 Obszar w sąsiedztwie inwestycji na tle podziału JCWP (źródło: <http://geoportal.kzgw.gov.pl/imap/>)

Zgodnie z pismem OCZ/6211/C/70/DKP-2195/2220/DKW-1447/17 Śląskiego Zarządu Melioracji i Urzędzeń Wodnych w sąsiedztwie projektowanej drogi występują rowy melioracji szczegółowej kolidujące z obszarem inwestycji:

- R-A w km 0+520
- R-A₃ w km 0+240
- R-A-6
- R-A-7

Oraz pozostałe:

- R-A-2
- R-A-4
- R-A-5
- R-A-6
- R-A-7



Rysunek 3 Położenie rowów melioracji szczegółowych należących do SZMiUW (źródło: pismo OCZ/6211/C/70/DKP-2195/2220/DKW-1447/17)

Rowy łączą się ze sobą w sposób zgodny z ilustracją.

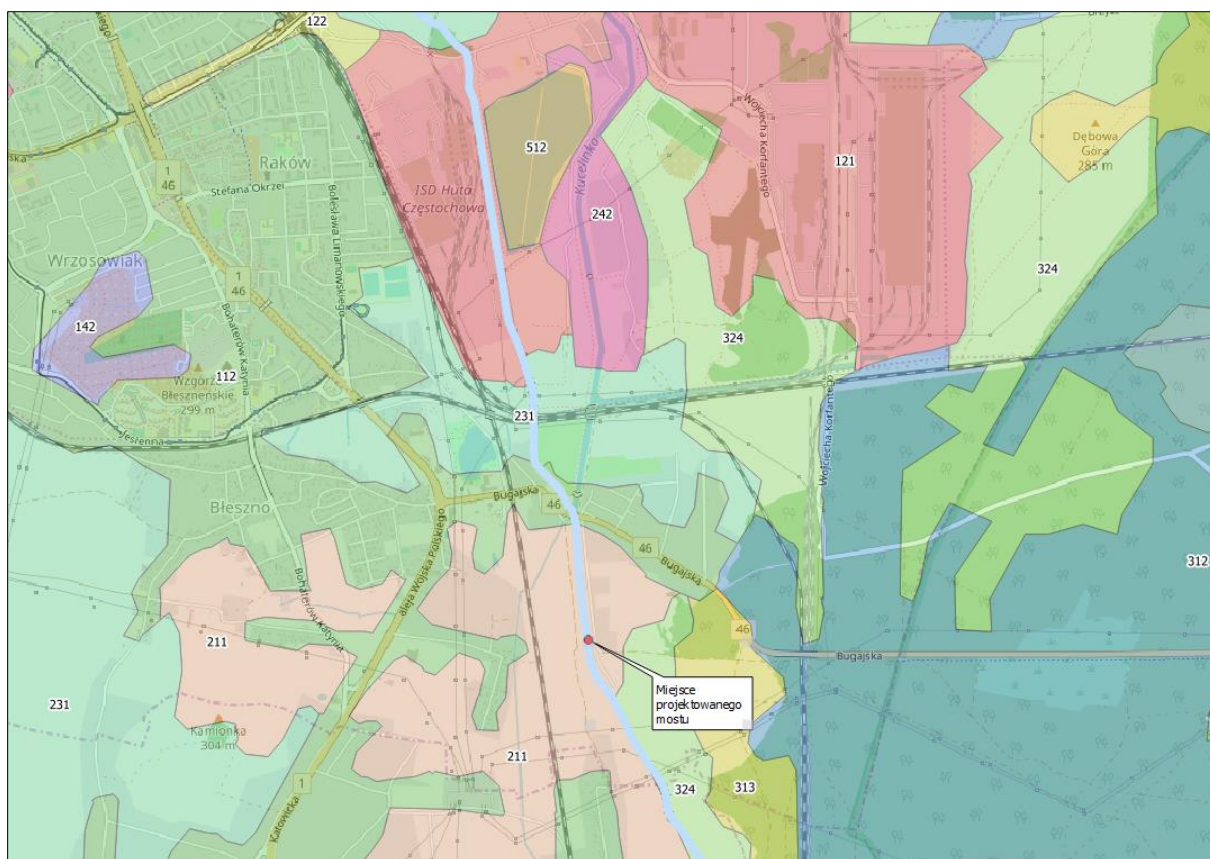
Ciekami objętymi niniejszym opracowaniem są rowy, które przecinać będzie projektowany przebieg drogi, na których projektuje się przepusty – rów bez nazwy dopływający z zachodu oraz rów R-A. Rów R-A3 przechodzi pod obiektem – wiaduktem drogowym, który projektowany jest wg odrębnego opracowania.

2.2 Zagospodarowanie terenu

Zgodnie z informacjami z części ogólnej Koncepcji Wariant 1 obejmujący teren przewidziany pod przedmiotową zabudowę znajduje się w istniejącym korytarzu drogi krajowej nr 1 oraz w rejonie planowanego przebiegu drogi krajowej nr 46 określonego w Studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego miasta Częstochowy. Teren przewidziany pod przedmiotową inwestycję w wariantcie 1 przebiega w korytarzu istniejącym DK 1, który posiada obustronną zabudowę mieszkalno-usługową. Natomiast korytarz wyznaczony pod nowy przebieg DK 46 przebiega w większości wzdłuż zabudowy usytuowanej po północnej stronie ul. Kolejowej oraz przez grunty leśne zlokalizowane w końcowym odcinku nowego przebiegu DK 46 w rejonie włączenia ul. Bugajskiej do DK 46.

Zakres wariantu 1 obejmuje wykonanie koncepcji:

- przebudowy drogi krajowej nr 1
- przebudowy i budowy drogi krajowej nr 46
- budowy węzła drogowego na skrzyżowaniu DK 1 i DK 46
- przebudowy skrzyżowania DK 1 z ul. Długą i ul. Bugajską
- przebudowy skrzyżowania DK 1 z ul. Kolejową
- budowy łącznika południowego DK 46 z ul. Kolejową
- budowy dróg dojazdowych obsługujących teren przyległy do planowanej inwestycji
- budowy placów do zawracania w miejscu zamknięcia istniejącego przejazdu drogowego na przecięciu ul. Bugajskiej z linią kolejową nr 1 relacji Częstochowa – Katowice oraz na zakończeniu przebiegu ul. Warzywnej i ul. Kolejowej
- budowy zatoki dla punktu ważenia pojazdów oraz kontroli ruchu drogowego,
- budowy chodników, ścieżek rowerowych, zatok autobusowych oraz pętli autobusowej celem poprawy bezpieczeństwa i skomunikowania przyległych terenów.



Rysunek 4 Aktualne zagospodarowanie obszaru inwestycji wg CLC2012 na tle OpenStreetMap (legenda oznaczeń: http://clc.gios.gov.pl/index.php?option=com_content&view=article&id=41&Itemid=310)

Poniżej w postaci tabelarycznej zestawiono informacje o klasie poszczególnych dróg.

Tabela 1 Klasy projektowanych dróg

Projektowana droga	DK -1	DK – 46	Łącznik południowy	Drogi dojazdowe
Klasa drogi	GP	G	D	D

2.3 Gleby

W obszarze przedmiotowej inwestycji dominują gleby o numerze 36b – gleby wytworzone z piasków wodnolodowcowych słabogliniastych i gliniastych oraz nr 9 – mady rzeczne pyłowe, gliniaste i ilaste, w dolinie Warty. Poza nimi występują również gleby wytworzone z piasków naglinowych i glin zwałowych lekkich – nr 37 (źródło: mapa gleb Wydawnictwo Geologiczne, 1972).

2.4 Zagrożenie powodziowe



Rysunek 5 Mapa zagrożenia powodziowego wraz z głębokością wody – prawdopodobieństwo powodzi 1% (źródło arkusz M34039Cb3 <http://mapy.isok.gov.pl/imap/>)



Rysunek 6 Mapa zagrożenia powodziowego wraz z głębokością wody – prawdopodobieństwo powodzi 0,2% (źródło arkusz M34039Cb3 <http://mapy.isok.gov.pl/imap/>)

Zgodnie z danymi zawartymi na mapach Informatycznego Systemu Ochrony Kraju oraz w otrzymanych mapach sytuacyjnych i uzgodnieniach, rzeka Warta w obrębie inwestycji jest obustronnie obwałowana, a rzędna korony wałów znajduje się na wysokości około 252.80 n.p.m., natomiast zwierciadło wody o prawdopodobieństwie wystąpienia 1% kształtuje się na rzędnej 252.60 m n.p.m., dla prawdopodobieństwa 0.2% - około 252.80 m n.p.m. W sąsiedztwie inwestycji przy zagrożeniu o prawdopodobieństwie 0.2 % występują miejsca przelania się wód przez wał powodziowy.

Z uwagi na powyższe, w przypadku inwestycji konieczne będzie uzyskania decyzji zwalniającej z zakazów określonych w art. 88l i 88n ust. Prawo Wodne.

Obszary szczególnego zagrożenia powodzią definiuje art. 9 ust. 1 pkt 6c) ustawy Prawo wodne

Art. 9 ust 1 pkt 6c) ustawy Prawo wodne

Ileokroć w ustawie jest mowa o obszarach szczególnego zagrożenia powodzią – rozumie się przez to:

- obszary, na których prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi jest średnie i wynosi raz na 100 lat,
- obszary, na których prawdopodobieństwo wystąpienia powodzi jest wysokie i wynosi raz na 10 lat,
- obszary, między linią brzegu a wałem przeciwpowodziowym lub naturalnym wysokim brzegiem, w który wbudowano trasę wału przeciwpowodziowego, a także wyspy i przymuliska, o których mowa w art. 18, stanowiące działki ewidencyjne,
- pas techniczny w rozumieniu art. 36 ustawy z dnia 21 marca 1991 r. o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej;

Na obszarach szczególnego zagrożenia powodzią obowiązują ograniczenia w zagospodarowaniu przestrzennym. Zakazy wykonywania prac utrudniających ochronę przed powodzią określa art. 88l ustawy Prawo wodne.

OBJAŚNIENIA ZNAKÓW

	72,56 maksymalna rzędna zwierciadła wody
	75,15 rzędna korony wału przeciwpowodziowego
	50 kilometr rzeki
	obszar zagrożenia powodziowego
głębokość wody w [m]	
	$h \leq 0,5$
	$0,5 < h \leq 2,0$
	$2,0 < h \leq 4,0$
	$h > 4,0$
	sieć rzeczna
	wody powierzchniowe
	wał przeciwpowodziowy
	miejsca przelania się wód w szczególności przez wał przeciwpowodziowy
	granica gminy
	granica powiatu
	granica województwa
	granica państwa

Rysunek 7 Objasnienia znaków dla map zagrożenia powodziowego

Art. 88l ust 1 ustawy Prawo wodne

Na obszarze szczególnego zagrożenia powodzią zabrania się wykonywania robót oraz czynności utrudniających ochronę przed powodzią lub zwiększających zagrożenie powodziowe, w tym:

- wykonywania urządzeń wodnych oraz budowy innych obiektów budowlanych,
- sadzenia drzew lub krzewów, z wyjątkiem plantacji wiklinowych na potrzeby regulacji wód oraz roślinności stanowiącej element zabudowy biologicznej dolin rzecznych lub służącej do wzmocnienia brzegów, obwałowań lub odsypisk, zmiany ukształtowania terenu,
- składowania materiałów oraz wykonywania innych robót, z wyjątkiem robót związanych z regulacją lub utrzymywaniem wód oraz brzegu morskiego, a także utrzymywaniem lub odbudową, rozbudową lub przebudową wałów przeciwpowodziowych wraz z obiektami związanymi z nimi funkcjonalnie.

Jeżeli nie utrudni to ochrony przed powodzią, dyrektor Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej może, w drodze decyzji, zwolnić od powyższych zakazów. Decyzję zwalniającą z zakazów określonych w art. 88l wydaje się na wniosek.

3 Obliczenia hydrologiczne

W zakres opracowania wchodzi zarówno przeliczenia hydrologiczne dla rzeki, na której prowadzony jest monitoring hydrologiczny – Warta jak i obliczenia dla rowów, na których nie prowadzi się monitoringu.

3.1 Metodyka obliczeń

Poniżej przedstawiono metodykę jaką przyjęto przy wykonywaniu obliczeń hydrologicznych.

3.1.1 Przepływy maksymalne rzeki Warty

Zgodnie z opracowaniem Byczkowski Andrzej - Hydrologia tom II - wyd II – SGGW, w praktyce inżynierskiej potrzebna jest znajomość przepływów w profilu planowanej inwestycji. W zależności od tego, jaka jest różnica zlewni zamkniętej badanym profilem i powierzchni zlewni najbliższej położonego wodowskazu, wyróżnia się przenoszenie przepływów metodą interpolacji, ekstrapolacji lub empiryczną, zgodnie z poniższą tabelą.

Tabela 2 Zasady przenoszenia przepływów maksymalnych z profili - analogów do profili badanych

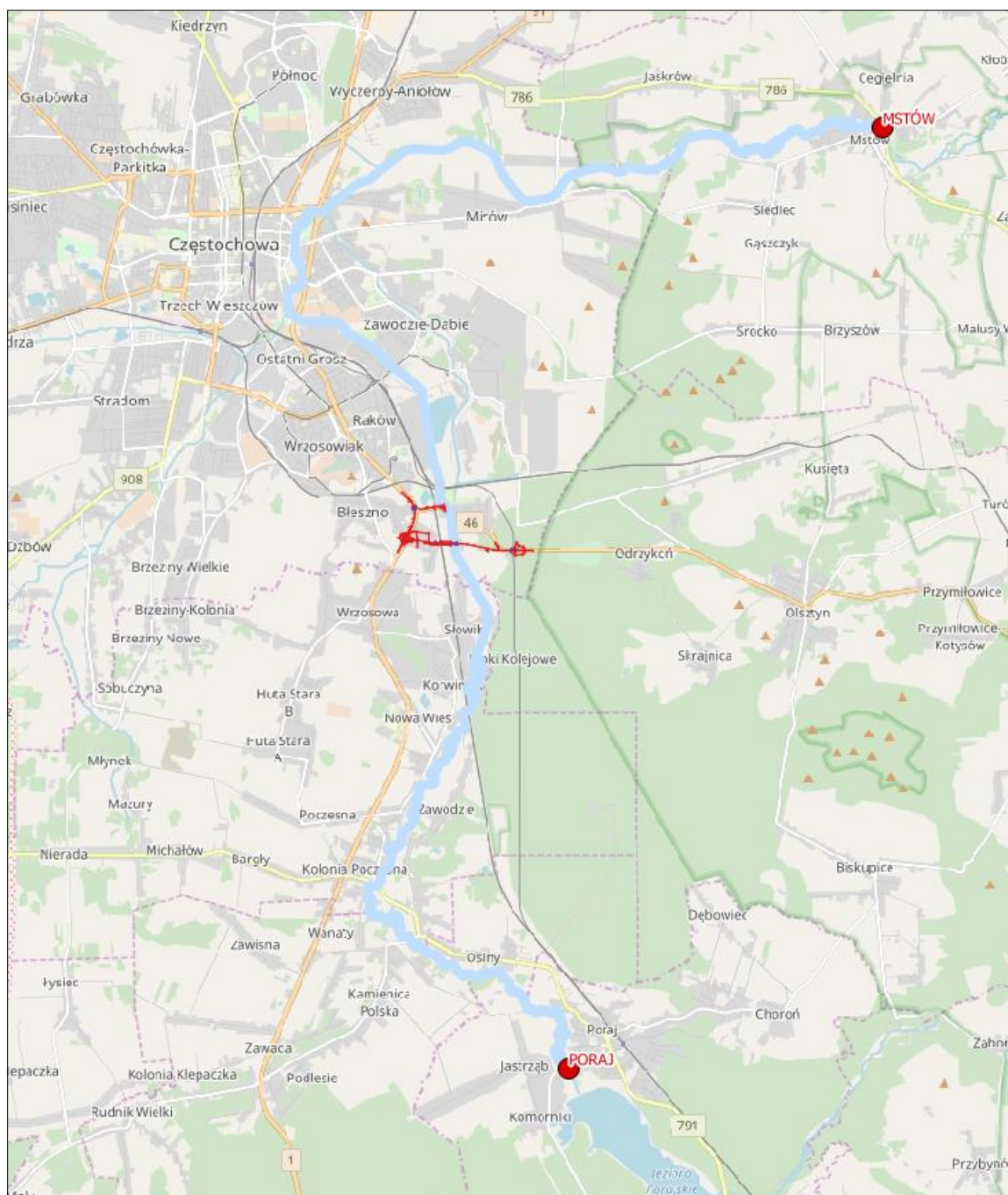
Lp.	Różnica powierzchni zlewni w profilu wodowskazowym i badanym ΔA km ²	Metoda obliczeń	Liczba profili – analogów
1	$<0.05 A_w$	bez zmian	1
2	$0.05 A_w - 0.5 A_w$	interpolacji	≥ 2
3	$0.05 A_w - 0.5 A_w$	ekstrapolacji	1
4	$>0.5 A_w$	empiryczna	-

A_w – powierzchnia zlewni do wodowskazu

Zgodnie z raportem z wykonania map zagrożenia powodziowego i map ryzyka powodziowego Załącznik 1 PROJEKT ISOK – RAPORT Z ZAKOŃCZENIA REALIZACJI ZADANIA 1.3.2 - przygotowanie danych hydrologicznych w zakresie niezbędnym do modelowania hydraulicznego najbliższej położonymi czynnymi wodowskazami są PORAJ i MSTÓW.

Tabela 3 Przepływy maksymalne z wielolecia dla wodowskazów na Warcie

Wodowskaz	Km biegu rzeki	Powierzchnia zlewni [km ²]	Q10% [m ³ /s]	Q1% [m ³ /s]	Q0.2% [m ³ /s]	Okres wyliczeniowy Q	SSQ [m ³ /s]	Okres wyliczeniowy SSQ
Mstów	717,3	989,1	60,6	105	141	1951-2010	6,41	1971-2010
Poraj	763,4	390,3	26,4	49,0	68,4	1959-2010	2,52	1978-2010



Rysunek 8 Lokalizacja wodowskazów na rzece Warta w stosunku do projektowanej inwestycji na tle OpenStreetMap

Zgodnie z mapami ISOK oraz informacją otrzymaną z Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej projektowany most znajduje się w km 740,33 rzeki Warty. Wyznaczona z map topograficznych powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego w miejscu przedmiotowego mostu wynosi 600 km².

Tabela 4 Wartości powierzchni zlewni do przekrojów wodowskazowych wraz z przeliczeniem procentowym w stosunku do przekroju badanego

Wodowskaz	Km biegu rzeki	Powierzchnia zlewni [km ²]	ΔA km ²	ΔA jaki % powierzchni Aw	A do przekroju, jaki % powierzchni do wodowskazu A0
Mstów	717,3	989,1	389,1	39,3 %=0.39	60,66%=0.61
Poraj	763,4	390,3	209,7	53,7%=0.53	153,7%=1,54

Ekstrapolacja może być prowadzona bez ryzyka popełnienia błędu większego od 15% gdy spełniony jest poniższy warunek:

$$0.5A_0 \leq A \leq 1.5A_0$$

A – powierzchnia zlewni w profilu badanym [km²]

A₀ – powierzchnia zlewni w profilu porównawczym [km²]

Zgodnie z powyższym do obliczenia przepływu w miejscu projektowanego mostu zastosowano metodę ekstrapolacji z wodowskazu Mstów.

Przepływ Q oblicza się z następującej zależności:

$$Q = Q_0 \left(\frac{A}{A_0} \right)^n$$

Q₀ – przepływ w profilu porównawczym [m³/s]

n – wykładnik potęgowy zwany wskaźnikiem stopnia redukcji maksymalnych odpływów jednostkowych.

Wykładnik potęgowy jest zróżnicowany, zależy od rodzaju przeliczanego przepływu. Dla przepływów powodziowych przyjmuje się wartość n od 0.61 do 0.92. Dla przepływów średnich n=1.

3.1.2 Przepływy maksymalne cieków nieobserwowanych

W przypadku gdy ciek jest ciekami nieobserwowanym, tj. nie jest prowadzony na nim monitoring hydrologiczny (nie posiada posterunku wodowskazowego Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej (PIHM) prowadzonej w Instytucie Meteorologii Gospodarki Wodnej – Państwowym Instytucie Badawczym IMGW-PIB), wielkości przepływów prawdopodobnych dla zlewni do 50 km² obliczona się metodą empiryczną w oparciu o genetyczną formułę opadową Stachego i Fala.

Użyte w obliczeniach wzory i formuły:

- Formuła opadowa dla obliczenia przepływu Q_{maxp} :

$$Q_{maxp} = f \cdot F_1 \cdot \varphi \cdot H_1 \cdot A \cdot \delta_j \cdot \lambda_p [m^3 / s]$$

gdzie:

f - bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,

F_1 - maksymalny moduł odpływu jednostkowego w (m³/s)/km²,

φ - współczynnik odpływu przepływów maksymalnych,

H_1 - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie przewyższenia 1%,

A - powierzchnia zlewni w km²,

λ_p - kwantyl zmiennej dla zadanego prawdopodobieństwa p ,

δ_j - współczynnik redukcji jeziornej.

- Uśredniony spadek cieku:

$$I_{r1} = 0.6 \cdot \frac{W_g - W_d}{L + l} [m/km]$$

gdzie:

W_g - wysokość działu wodnego w punkcie przecięcia się z osią suchej doliny w m n.p.m.,

W_d - wysokość przekroju zamykającego w m n.p.m.,

$L + l$ - długość cieku głównego i suchej doliny (do działu wodnego) w km.

- Hydromorfologiczna charakterystyka koryta cieku:

$$\phi_r = \frac{1000 \cdot (L + l)}{m \cdot I_{r1}^{1/3} \cdot A^{1/4} \cdot (\varphi \cdot H_1)^{1/4}} [-]$$

gdzie:

$L + l$ - długość cieku wraz z suchą doliną do działu wodnego w km,

m - współczynnik szorstkości koryta cieku

I_{r1} - uśredniony spadek cieku w ‰,

A - powierzchnia zlewni w km²,

φ - współczynnik odpływu przepływów maksymalnych,

H_1 - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ w mm.

W przypadku zlewni o powierzchni mniejszych od 10 km² czas spływu po stokach obliczany jest zależnie od hydromorfologicznej charakterystyki stoków. Dla zlewni powyżej 10 km² wartość ta jest przyjmowana zależnie od regionu.

– Hydromorfologiczna charakterystyka stoków:

$$\phi_s = \frac{(1000 \cdot \bar{l}_s)^{1/2}}{m_s \cdot I_s^{1/4} \cdot (\phi \cdot H_1)^{1/2}} [-]$$

gdzie:

\bar{l}_s - średnia długość stoków w km,

m_s - miara szorstkości stoków

I_s - średni spadek stoków w ‰,

ϕ - współczynnik odpływu przepływów maksymalnych,

H_1 - maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ w mm.

– Średnia długość stoków:

$$\bar{l}_s = \frac{1}{1,8 \cdot \rho} [\text{km}]$$

ρ - gęstość sieci rzecznej w km/km².

– Średni spadek stoków:

$$I_s = \frac{\Delta h \sum k_j}{A}$$

Δh - różnica poziomów dwóch sąsiednich warstw w m,

$\sum k$ - suma długości warstw w zlewni w km,

A - powierzchnia zlewni w km².

– Gęstość sieci rzecznej:

$$\rho = \frac{\sum(L+l)}{A} [\text{km}^{-1}]$$

$\sum(L+l)$ - suma długości wszystkich cieków wraz z suchymi dolinami w km,

A - powierzchnia zlewni w km².

– współczynnik redukcji jeziornej

$$J_{EZ} = \frac{\sum A_{ji}}{A}$$

A_{ji} - powierzchnia zlewni jeziora w km²,

A - powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego w km².

Uwzględnia się tylko te jeziora, które powyżej przekroju obliczeniowego jako pierwsze znajdują się na cieku głównym i/lub jego dopływach oraz spełniają warunek, że powierzchnia jeziora A_i stanowi co najmniej 1% powierzchni jego zlewni ($A_i \geq 0,01A_{ji}$).

3.1.3 Metoda natężeń stałych do obliczeń dopływu do zbiorników

Woda opadowa docierając do powierzchni gruntu, w zależności od m.in. przepuszczalności gruntu, sposobu zagospodarowania częściowo infiltruje zasilając wody podziemne. Gdy wysokość opadu przekracza zdolności retencyjne zlewni, zaczyna tworzyć się spływ powierzchniowy. Spływ ze zlewni wynikający z opadów deszczu został policzony metodą natężeń stałych wg następującego wzoru:

$$Q = \varphi \cdot q \cdot F \cdot \Psi \quad \left[\frac{l}{s} \right]$$

gdzie :

φ – współczynnik opóźnienia odpływu:

$$\varphi = \frac{1}{\sqrt[n]{F}}$$

n – wykładnik pierwiastka, przyjmowany:

n = 8, spadki większe i zlewnia bardziej ześrodkowana

n = 6, gdy spadek terenu i kanałów warunkuje prędkości ok.1,2 m/s, a długość zlewni jest 2x większa niż jej szerokość

n = 4, spadki mniejsze i zlewnie wydłużone

F- powierzchnia zlewni [ha]

Ψ -Współczynnik spływu powierzchniowego

Tabela 5 Przykładowe wartości współczynnika spływu powierzchniowego wg GDDKiA

Rodzaj zabudowy lub powierzchni	Wielkość współczynnika spływu powierzchniowego Ψ
Rodzaj zabudowy	
Zabudowa bardzo gęsta, nawierzchnia z bruku	0,7 – 0,8
Zabudowa zwarta	0,5 – 0,7
Zabudowa luźna	0,3 – 0,5
Tereny niezabudowane	0,1 – 0,25
Parki i tereny zielone	<0,15
Rodzaj powierzchni	
Dachy (blacha, papa)	0,9 – 0,95
Nawierzchnie asfaltowe	0,85 – 0,9
Nawierzchnie kamienne, klinkierowe szczelne	0,75 – 0,85
Nawierzchnie jak wyżej, lecz bez zalanych spoin	0,4 – 0,5
Nawierzchnie tłuczniowe	0,25 – 0,6
Nawierzchnie żwirowe	0,15 – 0,3
Powierzchnie nieumocnione	0,1 – 0,2

q - jednostkowe (miarodajne) natężenie deszczu [l/s ha]

Jednostkowe natężenie deszczu przyjęte do obliczeń,
obliczone zostało wzorem:

$$q = \frac{A_q}{t^{0,667}} \left[\frac{l}{s \cdot ha} \right]$$

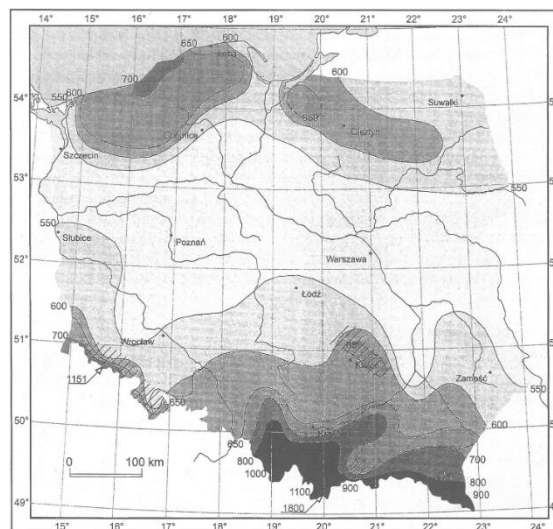
gdzie:

q - jednostkowe (miarodajne) natężenie
deszczu [l/s ha]

t - czas trwania deszczu [min]

H - wysokość opadu normalnego [mm]

A_q – parametr zależny od częstotliwości pojawienia
się deszczu miarodajnego oraz opadu normalnego[-]



Rysunek 9 Opad normalny [mm] w Polsce w latach 1971 - 2000

Tabela 6 Przykładowe wartości parametru A_q wg opracowania GDDKiA

Prawdopodobieństwo pojawiania się deszczu miarodajnego p [%]	Wartość parametru A_q przy wskaźniku opadu normalnego Pn [mm]			
	Do 800	Do 1000	Do 1200	Do 1500
5	1276	1290	1300	1378
10	1013	1083	1134	1202
20	804	920	980	1025
50	592	720	750	796
100	470	572	593	627

C - częstość wystąpienia deszczu o natężeniu q [lata]

Tabela 7 Zalecane wg Rozporządzenia częstości deszczu obliczeniowego

Klasa drogi	Częstość deszczu obliczeniowego C [1 raz na C lat]
A, S	1 na 10
GP	1 na 5
G, Z	1 na 2
L, D	1 na 1

3.2 Parametry przyjęte do obliczeń

3.2.1 Rzeka Warta

Do obliczenia przepływu w miejscu projektowanego mostu zastosowano metodę ekstrapolacji z wodowskazu Mstów.

Tabela 8 Wielkości przepływów dla wodowskazu Mstów

Wodowskaz	Powierzchnia zlewni [km ²]	Q10% [m ³ /s]	Q1% [m ³ /s]	Q0.2% [m ³ /s]	SSQ [m ³ /s]
Mstów	989,1	60,6	105	141	6,41

Na podstawie powyższego przyjęto, posługując się metodą interpolacji, iż przepływ miarodajny dla drogi klasy G – DK-46 o prawdopodobieństwie 0.5% wynosi

$$Q_{0.5\%}=127,5 \text{ [m}^3/\text{s]}.$$

W celu obliczenia przepływu w przekroju mostowym przyjęto:

$n=0.69$ dla Karpat i wyżyn dla przepływów maksymalnych

$n=1$ dla przepływu średniego

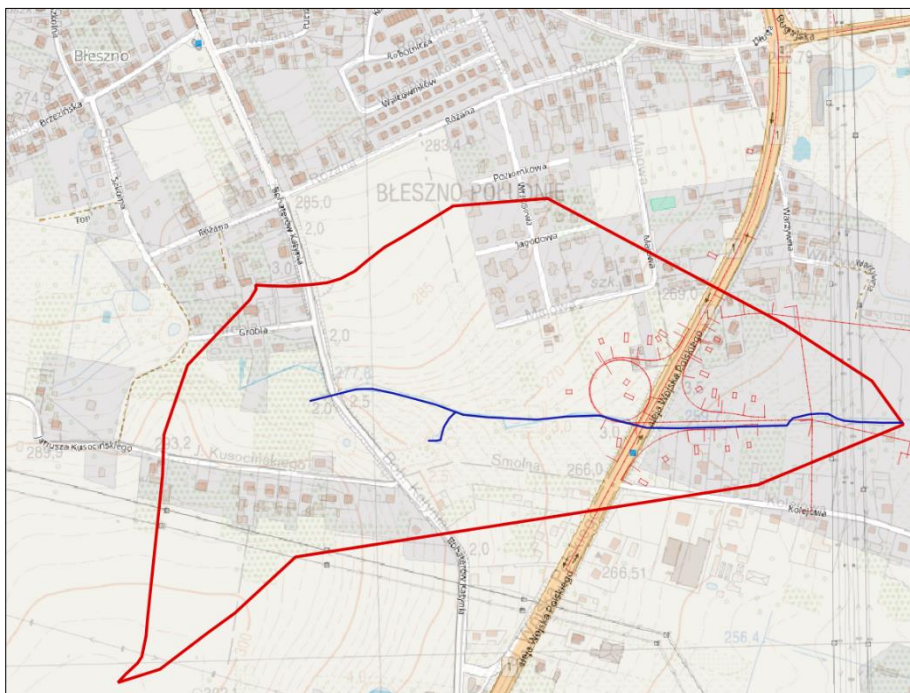
Na etapie projektu zaleca się zakupić dane dotyczące przepływów miarodajnych prawdopodobnych w przekroju mostowym z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej.

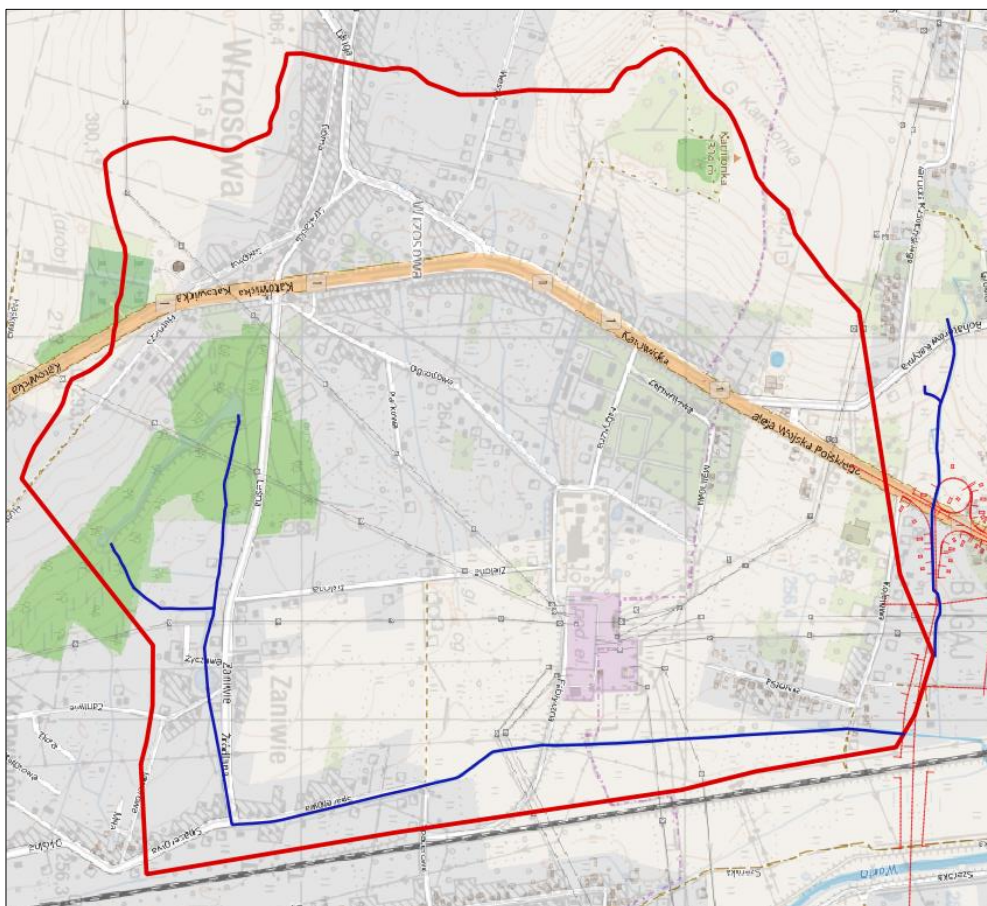
3.2.2 Cieki i rowy

Makroregion: Wyżyny

Region: 3 c

Rysunek 10 Zlewnia rowu bez nazwy do przekroju obliczeniowego przyjętego do obliczeń na tle OSM





Rysunek 11 Zlewnia rowu R-A do przekroju obliczeniowego przyjętego do obliczeń na tle OSM

Tabela 9 Parametry przyjęte do obliczeń przepływów prawdopodobnych dla cieków i rowów

		Rów bez nazwy	R-A	
Powierzchnia zlewni (na podstawie mapy topograficznej 1:10000)	$A =$	0,4	3,67	km^2
Długość cieków głównego	$L =$	0,9	2,9	km
Długość suchej doliny	$l =$	0,53	0,79	km
Wysokość przekroju suchej doliny	$W_g =$	302,5	298,0	$m \text{ n.p.m.}$
Wzniesienie w przekroju obliczeniowym	$W_d =$	254,0	252,0	$m \text{ n.p.m.}$
Miara szorstkości koryta cieków	$m =$	9		
Maksymalny opad dobowy z mapy	$H_1 =$	100		mm
Współczynnik odpływu z mapy	$\varphi =$	0,35		
Spadek cieków	$I_r =$	34,09	12,56	m/km
Uśredniony spadek cieków	$I_{r1} =$	20,46	7,54	m/km
Hydromorfologiczna charakterystyka koryta rzeki	$\phi_r =$	29,91	61,62	
Współczynnik redukcji jeziornej	$\delta_j =$	1,0		
Maksymalny moduł odpływu jednostkowego	$F_1 =$	0,088	0,035	
Długość wszystkich cieków wraz z ich suchymi dolinami	$\Sigma(L+l) =$	1,49	3,89	km
Gęstość sieci rzecznej	$\rho =$	3,73	1,06	km^{-1}
Średnia długość stoków	$l_s =$	0,15	0,52	km
Różnica poziomów dwóch sąsiednich warstw	$\Delta h =$	15		m
Suma długości warstw w zlewni	$\Sigma k =$	1,58	7,69	km
Średni spadek stoków	$l_s =$	59,46	31,41	m/km
Miara szorstkości stoków (średnia ważona)	$m_s =$	0,25	0,23	
Hydromorfologiczna charakterystyka stoków	$\Phi_s =$	2,97	7,17	

3.2.3 Zbiorniki

Przewiduje się wykonanie trzech zbiorników retencyjno – infiltracyjnych w następujących lokalizacjach

Tabela 10 Zestawienie planowanych zbiorników

Zbiornik	Droga	Km drogi	Strona drogi
ZR1	DK46	0+880	L
ZR2		1+900	P
ZR3		1+900	L

Zbiorniki będą przejmowały spływ wód z powierzchni drogi oraz terenów zielonych.

Przyjęto współczynniki spływu powierzchniowego:

Dla powierzchni drogi $\Psi=0,9$

Dla powierzchni zielonej $\Psi=0,1$

Opad normalny w sąsiedztwie inwestycji $H=620$ mm

Czas trwania deszczu – 15 min

Powierzchnie drogi wyznaczono zgodnie z kierunkami spływu wód za pomocą rowów drogowych, oznaczonych na planie sytuacyjnym, powierzchnie zieloną – zgodnie z przebiegiem warstwic na mapie topograficznej oraz układem rowów i cieków.

Tabela 11 Zestawienie powierzchni zlewni ciężących do planowanych zbiorników

Zbiornik	Km drogi	Strona drogi	Powierzchnia drogi [ha]	Powierzchnia zielona [ha]
ZR1	0+880	L	1,65	1.5
ZR2	1+900	P	0,6	26.1
ZR3	1+900	L	0,7	2.2

3.3 Wyniki obliczeń

3.3.1 Rzeki Warta

Przepływ miarodajny dla drogi klasy G:

$$Q_{0,5\%} = 127,5 \left(\frac{600}{989,1} \right)^{0,69} = 90,3 \text{ m}^3/\text{s}$$

Przepływ średni

$$SSQ = 6,41 \left(\frac{600}{989,1} \right)^1 = 3,89 \text{ m}^3/\text{s}$$

3.3.2 Cieki i rowy

Tabela 12 Wyniki obliczeń przepływów prawdopodobnych dla cieków i rowów

Przepływy maksymalne o określonym p-e pojawienia się

Prawdopodobieństwo/ ciek		Rów bez nazwy	R-A
p%	λp	Q _{p%} [m ³ /s]	
0,5	1,1	0,81	3,00
1	1	0,73	2,73
2	0,894	0,66	2,44
20	0,515	0,38	1,41
50	0,341	0,25	0,93

3.3.3 Zbiorniki

Jednostkowe natężenie deszczu:

$$q=97.2 \text{ l/s ha}$$

Tabela 13 Zestawienie wielkości splywu do zbiorników

Zbiornik	Km drogi	Strona drogi	Średni współczynnik spływu ψ	Współczynnik opóźnienia spływu φ	Przepływ Q [m ³ /s]
ZR1	0+880	L	0,52	0,826	0,13
ZR2	1+900	P	0,12	0,578	0,18
ZR3	1+900	L	0,29	0,837	0,07

4 Obliczenia hydrauliczne

Obliczenia hydrauliczne dla mostu przeprowadzono w jednowymiarowym modelu hydraulicznym HEC-RAS stworzonym przez U.S. Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, obliczenia dla przepustów wykonano w programie Hydraflow Express.

4.1 Metodyka obliczeń w HEC-RAS

HEC-RAS jest jednowymiarowym modelem hydraulicznym powszechnie używanym w Stanach Zjednoczonych oraz Europie jako jedno z narzędzi do analizy przepływów w ciekach naturalnych i sztucznych kanałach otwartych oraz na terenach zalewowych. Umożliwia on odwzorowanie obiektów inżynierskich w układzie sieci rzecznych oraz parametrów przepływu zachodzących w ich obrębie. Pozwala obliczyć profile zwierciadła wody przepływu wolnozmennego w warunkach ruchu spokojnego i rwącego.

4.1.1 Wyznaczenie rzędnych zwierciadła wody w programie

Rzędne zwierciadła wody wyznaczone są pomiędzy poszczególnymi przekrojami w oparciu o równanie Bernoulliego (równanie zachowania energii).

$$Z_1 + H_1 + \frac{\alpha v_1^2}{2g} = Z_2 + H_2 + \frac{\alpha v_2^2}{2g} + h_e$$

gdzie:

Z – rzędna dna koryta [m],

H – napętnienie w korycie [m],

α – współczynnik de Saint-Venanta [-],

v – średnia prędkość w przekroju koryta [m/s],

g – przyspieszenie ziemskie [m/s²],

h_e – wysokość strat energii mechanicznej [m].

$$h_e = \bar{S}_f \cdot L + C \left| \frac{\alpha v_1^2}{2g} - \frac{\alpha v_2^2}{2g} \right|$$

gdzie:

L – średnia ważona odległość między przekrojami

\bar{S}_f – spadek tarcia pomiędzy dwoma przekrojami

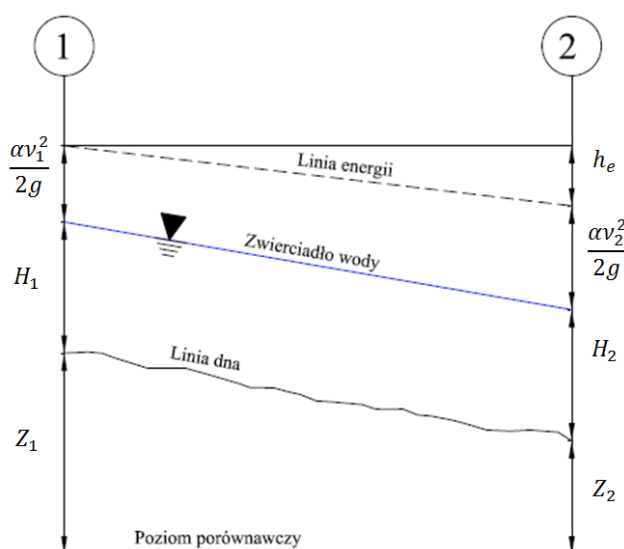
C - współczynnik kontrakcji lub dyfuzji w zależności od kształtu strumienia w planie

$$L = \frac{LL_{1-2} \cdot \bar{Q}_L + LG_{1-2} \cdot \bar{Q}_G + LP_{1-2} \cdot \bar{Q}_P}{\bar{Q}_L + \bar{Q}_G + \bar{Q}_P}$$

gdzie:

LL_{1-2} , LG_{1-2} , LP_{1-2} - odległości pomiędzy kolejnymi przekrojami liczone wzdłuż lewej tarasy, koryta głównego i prawej tarasy,

$\bar{Q}_L + \bar{Q}_G + \bar{Q}_P$ - średnie wartości przepływów w przekroju dla lewej tarasy, koryta głównego i prawej tarasy.



Rysunek 12 Schemat obliczeń w programie HEC-RAS

Do początkowego położenia zwierciadła wody niezbędne jest określenie warunków brzegowych w końcowych przekrojach systemu rzecznego – w dolnym dla przepływów spokojnych i w górnym dla przepływów rwących. W tym przypadku jako warunek brzegowy wykorzystano głębokość normalną (normal depth) – obliczaną na podstawie spadku linii energii. W zastępstwie można podać średni spadek linii dna dolnego odcinka profilu (dla przepływu spokojnego) lub górnego (dla przepływu rwącego). Na podstawie spadku linii energii (lub dna) zostanie przy pomocy równania Manning’a wyznaczona głębokość normalna dla wszystkich zadanych przepływów.

Straty energii w modelu określono na podstawie trzech współczynników. Pierwszym parametrem strat jest współczynnik Manninga n określający szorstkość terenów zalewowych, koryta oraz obiektów znajdujących się w jego obrębie. Wartości współczynnika przyjęto z tabel Ven Te Chow z [1959]. Drugim parametrem jest współczynnik kontrakcji i ekspansji strumienia do oszacowania strat w odcinkach przejściowych mostu z korytem. Kolejnymi parametrem są współczynniki określające straty w przekrojach mostowych i w przepustach, potrzebne do oszacowania strat związanych z przepływem przez przelewy związanych z filarami wytworzeniem się przepływu ciśnieniowego na wlocie i wylocie.

Na sumę strat powodowanych przez konstrukcję mostową składają się:

- straty powstałe tuż poniżej przekroju mostowego, gdzie następuje rozszerzenie się strumienia,
- straty powstałe powyżej przekroju mostowego, gdzie zwykle dochodzi do zwężenia strumienia,
- straty powstałe wewnątrz konstrukcji mostu

4.1.2 Obliczanie przepływu

Obliczenie objętości przepływu dla danego przekroju wymaga podziału na obszary dla których przyjmuje się stały rozkład prędkości. Za podstawę podziału przyjmuje się miejsca gdzie następuje zmiana współczynnika szorstkości n . Najczęściej przyjmuje się jednolity współczynnik dla trzech obszarów: koryta oraz teras zalewowych lewej i prawej. Dla każdego z podobszarów wydatek liczony jest wg formuły Manninga:

$$Q = K \cdot S_f^{1/2}$$

$$K = \frac{1}{n} \cdot A \cdot R^{2/3}$$

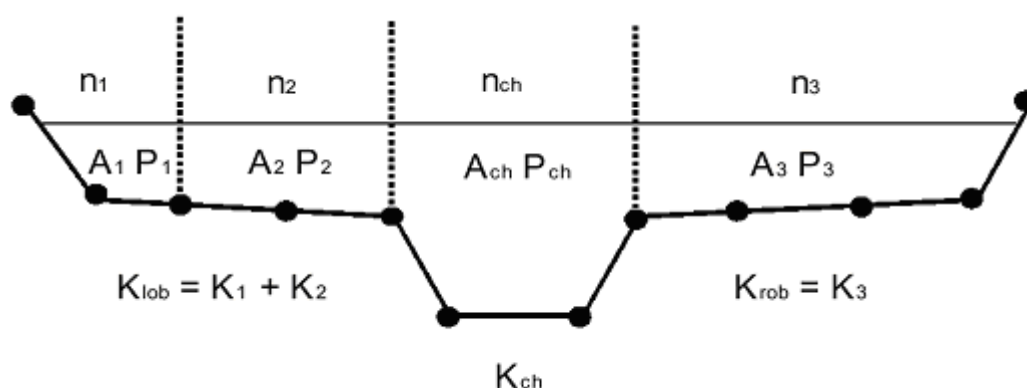
Gdzie: K – moduł przepływu,

S_f – spadek linii energii,

n – współczynnik szorstkości koryta wg Manning'a,

A – pole powierzchni przepływu,

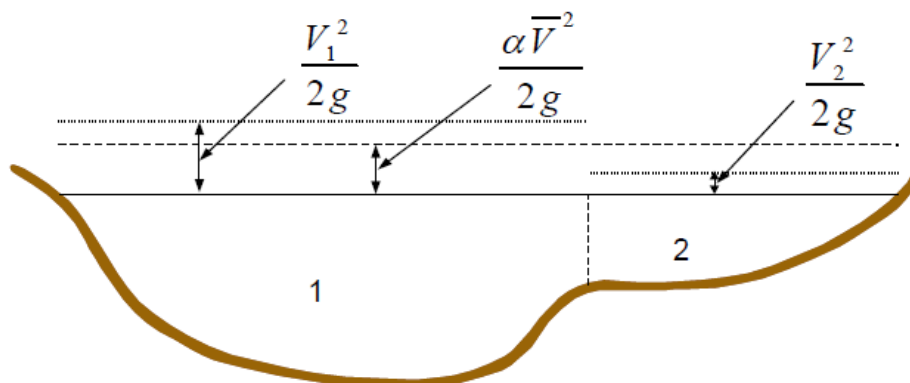
R – promień hydrauliczny podobszaru



Rysunek 13 Schemat obliczania przepływu w programie HEC-RAS

4.1.3 Obliczenie wysokości energii

Z uwagi na jednowymiarowy charakter modelu obliczana jest jedna wartość wysokości energii w przekroju jako średnia ważona względem wielkości przepływu dla trzech obszarów przekroju poprzecznego – koryta głównego oraz lewej i prawej terasy zalewowej.



Rysunek 14 Sposób obliczenia energii strumienia (V_1 , V_2 – średnie prędkości w obszarach 1 i 2)

4.1.4 Obliczenia strat związanych z tarcieniem

Straty związane z tarcieniem określone są jako iloczyn spadku linii energii, wynikłego tarcia, S_f i długości odcinka rzeki L (wartość średnia ważona względem wielkości przepływu prowadzonego przez części przekroju).

Spadek tarciowy może być obliczony, dla danego przekroju, wg następującego równania Manning'a:

$$S_f = \left(\frac{Q}{K} \right)^2$$

W modelu HEC-RAS istnieje możliwość wyboru sposobu obliczania uśrednionego spadku linii energii. W niniejszej symulacji przyjęto domyślną opcję obliczania za pomocą równania średniego modułu przepływu:

$$\bar{S}_f = \left(\frac{Q_1 + Q_2}{K_1 + K_2} \right)^2$$

4.1.5 Wyznaczanie głębokości krytycznej

Głębokość krytyczna jest obliczana dla przekroju, w którym spełniony jest przynajmniej jeden z następujących warunków:

1. użytkownik zażądał jej obliczenia,
2. przyjęty został rwący rodzaj ruchu,
3. obliczenia przeprowadzane są dla przekroju skrajnego (końcowego) – w tym przypadku obliczona wartość głębokości krytycznej służy do sprawdzenia, czy warunek brzegowy dla przekroju określony został właściwie, tj. czy możliwy jest przy wybranym rodzaju ruchu dla

koryta, z wartości liczby Froude'a wynika konieczność sprawdzenia rodzaju ruchu związanego z wyznaczoną głębokością,

4. program nie mógł zbilansować równania energii, w granicach określonych wartością tolerancji, przed osiągnięciem maksymalnej liczby iteracji.

Głębokość krytyczna jest to głębokość, dla której całkowita wysokość energii strumienia jest minimalna. Jest ona wyznaczana poprzez zastosowanie procedury iteracyjnej, obliczającej wysokość energii dla kolejnych zwierciadeł wody, aż do osiągnięcia jej wartości minimalnej.

$$H = WS + \frac{\alpha v^2}{2g}$$

Gdzie:

WS – wysokość zwierciadła wody,

$\frac{\alpha v^2}{2g}$ – wysokość prędkości.

4.1.6 Zasada ilości ruchu

Opisane wcześniej równanie energii jest wykorzystywane w modelu dla przepływów wolnozmiennych. W przypadku wystąpienia przepływów szybkozmiennych (budowle typu mosty i przepusty, przelewy, znaczny spadek, odskok hydrauliczny, rozdział i połączenie strumieni) model HEC-RAS stosuje równania empiryczne lub zasadę ilości ruchu. Określa ją równanie ogólne określające zmianę ilości ruchu masy cieczy zamkniętej przekrojami w czasie:

$$P_2 - P_1 + W_x - F_f = Q \cdot \rho \cdot \Delta v_x$$

Gdzie:

P_1, P_2 – parcie hydrostatyczne w przekrojach 1 i 2,

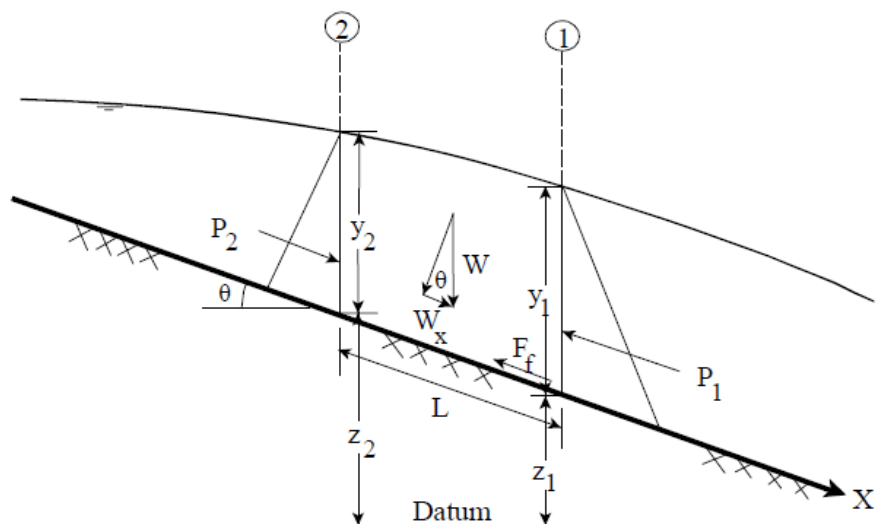
W_x – składowa w kierunku x ciężaru cieczy pomiędzy przekrojami,

F_f – siła tarcia na powierzchni styku cieczy z powierzchnią koryta,

Q – natężenie przepływu w korycie,

ρ – gęstość cieczy,

Δv_x – różnica x-owej składowej prędkości w przekrojach 1 i 2,



Rysunek 15 Zastosowanie równania pędu

Ostateczna postać równania wygląda następująco:

$$\frac{Q_2^2 \beta_2}{g A_2} + A_2 \bar{Y}_2 + \frac{A_1 + A_2}{2} L S_o - \frac{A_1 + A_2}{2} L \bar{S}_f = \frac{Q_1^2 \beta_1}{g A_1} + A_1 \bar{Y}_1$$

Gdzie:

β – współczynnik nierównomiernego rozkładu prędkości w korytach niepryzmatycznych,

Y_1, Y_2 – głębokość w przekroju mierzona od zwierciadła do poziomu środka ciężkości pola prowadzącego przepływ,

S_o – spadek koryta,

S_f – spadek tarcia,

4.1.7 Ograniczenia modelu ruchu ustalonego

W niniejszych obliczeniach użyto modelu ruchu ustalonego o następujących ograniczeniach:

1. Przepływ jest stacjonarny
2. Przepływ jest wolnozmienny (Poza budowlami, takimi jak: mosty, przepusty i jazy. W takich miejscach, gdzie przepływ przyjmuje lokalnie charakter szybkozmienny, wykorzystane zostaje równanie zachowania pędu lub inne formuły empiryczne)
3. Przepływ jest jednowymiarowy (oznacza to, że nie są uwzględniane składowe wektora prędkości przepływu w kierunkach innych, niż główny kierunek przepływu)
4. Spadki koryta są niewielkie, tzn. nie przekraczają wielkości 1:10.

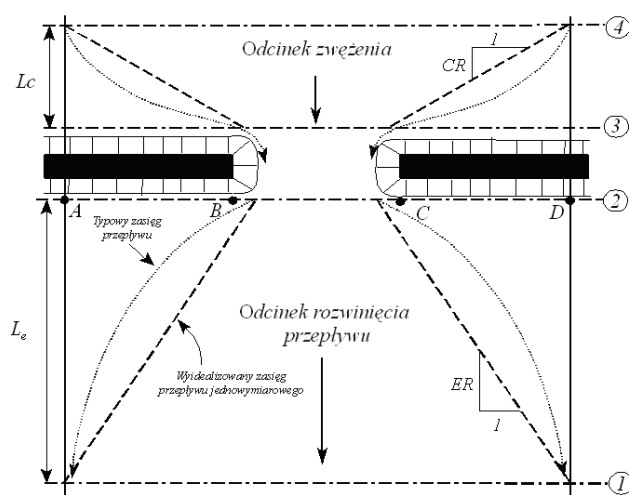
Przyjmuje się, że przepływ jest stacjonarny, ponieważ w równaniu energii nie są uwzględnione żadne człony zależne od czasu. Przyjmuje się, że przepływ jest wolnozmienny, ponieważ równanie energii

opiera się na założeniu, że w każdym przekroju panuje hydrostatyczny rozkład ciśnienia. W miejscach, gdzie przepływ zmienia swój charakter na szybkozmienny, do obliczeń wykorzystane zostaje równanie zachowania pędu lub inne formuły empiryczne. Przyjmuje się, że przepływ jest jednowymiarowy, ponieważ równanie obliczające głębokość krytyczną zakłada, że we wszystkich punktach przekroju poprzecznego wysokość energii strumienia jest taka sama.

Założenie o niewielkich spadkach koryta wynika z tego, że wysokości ciśnienia Y w równaniu energii reprezentowane są przez głębokości mierzone w pionie.

4.1.8 Modelowanie mostów

Procedura obliczenia mostów wymaga zdefiniowania czterech charakterystycznych przekrojów poprzecznych, które posłużą do obliczenia strat energii spowodowanych przez konstrukcję. Dodatkowo program tworzy na użytek obliczeń hydraulicznych dwa dodatkowe przekroje wewnątrz samej konstrukcji. Rozmieszczenie poszczególnych przekrojów (1, 2, 3, 4) w planie przedstawione zostało na rysunku poniżej.



Rysunek 16 Rozmieszczenie przekrojów przy obiekcie mostowym

Przekrój 1 umieszczony zostać powinien wystarczająco daleko poniżej konstrukcji, gdzie nie ma już ona wpływu na charakter przepływu (gdzie przepływ jest w pełni rozwinięty).

Przekrój 2 umieszczony winien być w niewielkiej odległości poniżej konstrukcji mostu (zwykle w stopie skarpy przyczółka). Reprezentuje on czynną część przekroju, tuż za przejściem strumienia przez most.

Przekrój 3 analogicznie do 2 – powyżej konstrukcji mostu. Dystans pomiędzy mostem a przekrojem, powinien odpowiadać odcinkowi, na którym zachodzi nagłe przyspieszenie i zwężenie strumienia do rozmiarów odpowiadającym światłu mostu. W przypadkach obliczania przepływów niskich bądź ciśnieniowych, przekroje 2 i 3 prowadzą przepływ jedynie częściowo. Aby uwzględnić ten fakt należy zdefiniować na nich pola jałowego przepływu.

Przekrój 4 jest górnym przekrojem w którym strugi są jeszcze w przybliżeniu równoległe, a przepływ odbywa się całą częścią przekroju.

Geometria przekroju mostowego jest kombinacją przekrojów granicznych (2 i 3) oraz geometrii konstrukcji samego mostu. Składają się na nią : konstrukcja nośna mostu oraz umieszczona na niej droga, nachylenie skarp przyczółka oraz filary mostu. Jeżeli geometria konstrukcji mostu jest różna po stronie wody górnej i dolnej, istnieje możliwość uwzględnienia tego faktu w modelu.

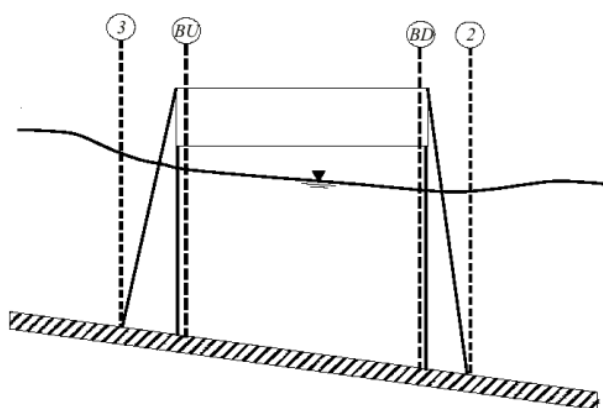
W obliczeniach wykorzystywane są również wygenerowane automatycznie przez HEC-RAS dwa dodatkowe przekroje wewnątrz konstrukcji mostu. Geometria przekroju mostowego jest kombinacją przekrojów granicznych (2 i 3) oraz geometrii konstrukcji samego mostu. Składają się na nią : konstrukcja nośna mostu i umieszczona na niej droga, nachylenie skarp przyczółka oraz filary mostu. Pomiędzy przekrojami 4 i 3 użyty zostanie współczynnik zwężenia strumienia, natomiast pomiędzy przekrojami 2 i 1 będzie to współczynnik rozszerzenia strumienia. Współczynniki kontrakcji służą do obliczenia strat związanych ze zmianami kształtu i rozmiaru koryta (lub jego aktywnych części).

HEC-RAS umożliwia analizowanie przekroju mostowego na kilka sposobów, bez konieczności zmiany jego geometrii. Analizę można przeprowadzić dla następujących warunków :

- 1) przepływ niski (klasy A, B i C)
- 2) kombinacja przepływu niskiego i przelewu (z poprawkami na podtopienie przelewu)
- 3) przepływ ciśnieniowy (jak dla otworów lub zamknięć)
- 4) kombinacja przepływu ciśnieniowego i przelewu
- 5) przepływy przy całkowicie zatopionej konstrukcji mostowej

Przepływ niski występuje gdy odbywa się on całkowicie w świetle mostu i ma charakter przepływu o swobodnej powierzchni. Przepływ klasy A zachodzi, gdy przepływ ma charakter całkowicie spokojny (zwierciadło wody układa się powyżej głębokości krytycznej). W pierwszej kolejności, korzystając z równania ilości ruchu, program określa klasę przepływu.

W niniejszym opracowaniu przyjęto standardową metodę obliczania przepływu niskiego z równania energii. W metodzie tej konstrukcja mostowa traktowana jest w podobny sposób jak naturalne przekroje koryta z tym że pole przepływu jest pomniejszone o konstrukcję mostu a także obwód zwilżony uwzględnia konstrukcję mostu. Program generuje wewnątrz konstrukcji dwa dodatkowe przekroje obliczeniowe, będące kombinacją przekrojów 2 i 3 oraz informacji dotyczących samej konstrukcji mostowej. Przekroje te nazwane zostały BD (ang. Bridge Downstream) oraz BU (ang. Bridge Upstream) – czyli dolny i górny przekrój mostowy.

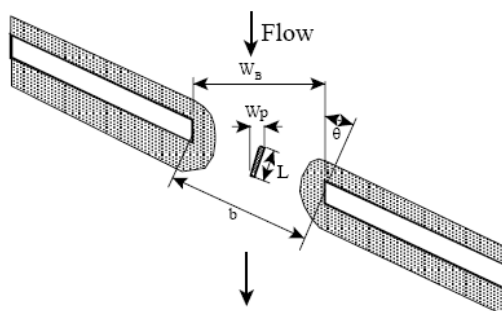


Rysunek 17 Schemat obliczeń mostów z równania energii.

Standardowa procedura obliczeniowa rozpoczyna się w przekroju 2 i przechodzi do wnętrza mostu, do przekroju BD, następnie do przekroju BU, by zakończyć się w przekroju 3, już poza konstrukcją. Metoda równania energii wymaga określenia współczynnika szorstkości Manning'a n do obliczenia strat na tarcie oraz współczynników kontrakcji do obliczenia strat z nią związanych.

Przepływ wysoki zachodzi wówczas gdy zwierciadło wody osiąga poziom najwyższego punktu spodu konstrukcji nośnej mostu. Również metoda energii została zastosowana dla przepływów wysokich w taki sam sposób jak dla przepływów niskich. Obliczenia opierają się na znalezieniu równowagi energetycznej pomiędzy kolejnymi przekrojami mostowymi. Straty energii stanowią sumę strat na tarcie i kontrakcję.

W modelu istnieje możliwość wprowadzania mostów przecinających ukośnie koryto. Obliczane są wykonywane po uwzględnieniu właściwych wymiarów przekroju konstrukcji, tj. przekroju prostopadłego do kierunku przepływu.



Rysunek 18 Schemat mostu ukośnie położonego względem koryta.

Zrzutowana długość światła mostu, prostopadła do kierunku przepływu, obliczana jest z równania:

$$W_B = \cos\theta \cdot b$$

Gdzie:

W_B – zrzutowana szerokość mostu,

b – długość światła mostu wzdłuż osi mostu,

ϑ – kąt skrócenia mostu w stopniach.

Podobnie liczone są zrzutowane szerokości filarów:

$$W_p = \cos\theta \cdot L + \cos\theta \cdot w_p$$

Gdzie:

W_p – zrzutowana szerokość filaru,

L – właściwa długość filara,

w_p – właściwa szerokość filara.

4.1.9 Prędkości i naprężenia w przekroju

Naprężenia występujące w przekrojach w programie HEC-RAS obliczane są przy pomocy poniższej zależności:

$$\tau = \gamma_w \cdot R_h \cdot J$$

gdzie: γ_w - ciężar właściwy wody 9810 [kG/m³]

R_h – promień hydrauliczny [m] $R_h = \frac{A}{U}$

A – powierzchnia przekroju [m²]

U – obwód zwilżony [m]

J – spadek cieku [-]

Do obliczenia średniej prędkości wody program ten bazuje na wzorze Chezy – Manninga mającego postać:

$$v = \frac{1}{n} R_h^{2/3} \cdot S_f^{1/2} \text{ [m/s]}$$

gdzie:

n – współczynnik szorstkości Manninga

S_f – spadek tarcia

4.2 Metodyka obliczeń w Hydraflow Express

Przepływy w obiekcie analizuje się poprzez dwa schematy: kontrolę wlotu i kontrolę wylotu. Na wypełnienie przekroju przewodu wpływa kształt i wymiary wlotowe.

Kontrola wlotu zależy w dużej mierze od geometrii wlotu obiektu, parametrów takich jak krawędź obiektu, kształt i powierzchnia przekroju. Na kontrolę wylotu natomiast ma wpływ współczynnik szorstkości n , powierzchnia przekroju, kształt, długość i nachylenie.

Program wykorzystuje równanie Bernoulliego oraz równanie Manninga.

$$\frac{V_1^2}{2g} + Z_1 + Y_1 = \frac{V_2^2}{2g} + Z_2 + Y_2 + HL$$

gdzie: V – prędkość przepływu w [m/s]

Z – rzędna [m n.p.m.]

Y – różnica pomiędzy linią ciśnień piezometrycznych a rzędną Z [m]

Straty tarcia oblicza się przez:

$$HL = \frac{(hf_1 + hf_2)}{2}$$

gdzie:

$$hf = \left(\frac{Q^n}{K_m A R^{667}} \right)^2 \times L$$

gdzie: $K_m = 1.486$,

L – długość przewodu [m],

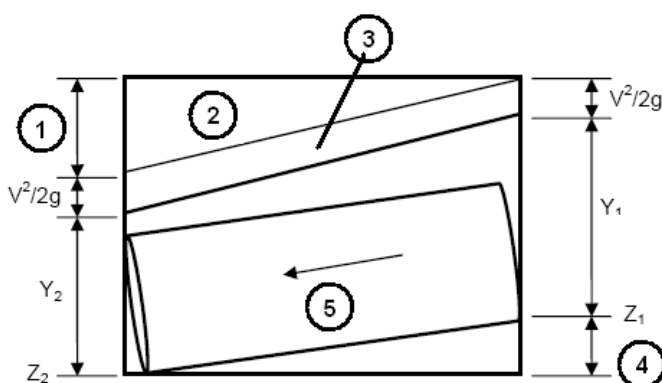
n – współczynnik szorstkości Manninga,

A – powierzchnia przekroju przepływu [m²],

R – promień hydrauliczny [m].

Na ilustracji:

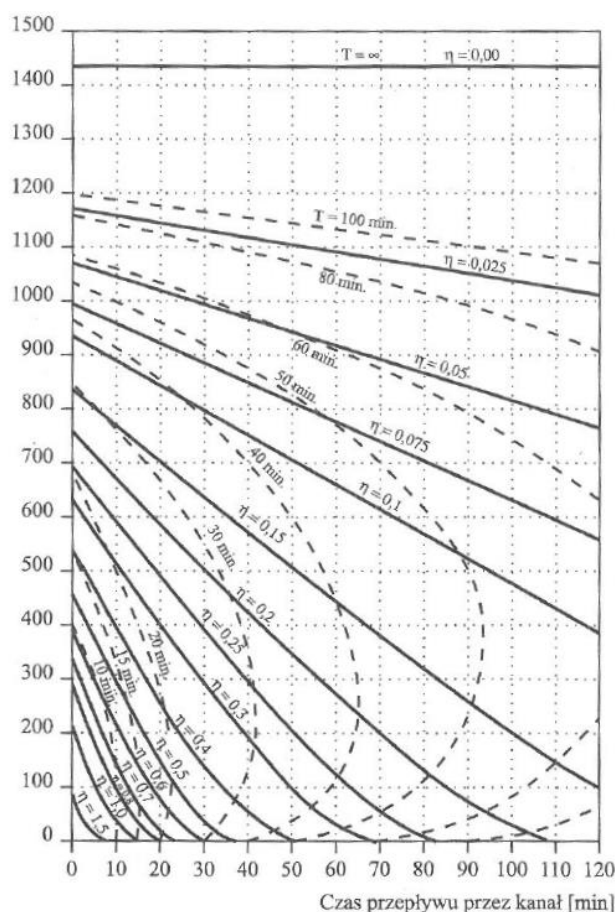
- 1 – wysokość strat,
- 2 – linia energii,
- 3 – lustro wody,
- 4 – poziom porównawczy,
- 5 – rzędne rury.



Rysunek 19 Schemat obliczeń przepustów w programie Hydraflow Express

4.3 Obliczenia pojemności zbiorników retencyjnych

Dobór objętości zbiorników wykonano zgodnie z ATV – A117 dla zbiorników mających funkcję retencyjną. W obliczeniach pojemności przyjęto odpływ ze zbiorników zgodnie ustaleniami z Zamawiającym oraz wyliczoną empirycznie przepustowością odbiorników. Z wartości dopływu i odpływu wyliczony został współczynnik opróżnienia η a następnie odczytano współczynnik retencji WR z poniższego wykresu.



Rysunek 20 Wykres do obliczania pojemności retencyjnej zbiornika.

Wymaganą pojemność dla zbiorników wyliczono wg wzoru:

$$V = Q \cdot WR \text{ [m}^3\text{]}$$

4.4 Założenia do obliczeń

Obliczenia obiektów wykonano dla przepływów miarodajnych, w zależności od klasy drogi, zgodnie z tabelami przedstawionymi w kolejnym rozdziale. W przypadku Warty w modelu hydraulicznym dla przepływu miarodajnego przyjęto jako dolny warunek brzegowy znaną rzędną zwierciadła wody – przyjęto iż zwierciadło wody $Q_{0.5\%}$ znajduje się na rzędnej 252.7 m n.p.m.

Na etapie projektu zaleca się zakupić dane dotyczące stanów dla przepływów powodziowych w przekroju mostowym z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej.

4.4.1 Szorstkość w korycie

Czynniki wpływające na opory przepływu w korycie:

- szorstkość materiału koryta,
- stopień nieregularności przekroju,
- zmienność przekrojów poprzecznych na długości,
- spływ przeszkód występujących w korycie,
- roślinność,
- układ koryta w planie (stopień meandrowania).

Współczynniki Manninga wg V. T. Chowa:

- 0,025 - kanały ziemne utrzymane i remontowane przeciętnie, małe kanały ziemne dobrze utrzymane; rzeki o bardzo dobrych warunkach (czyste ze swobodnym przepływem)
- 0,030 - Kanały ziemne w dość złym stanie (np. miejscami zarośnięte wodorostami, z otoczkami lub żwirem na dnie), zauważalnie zarośnięte trawą, z lokalnymi osypiskami skarp itp.; rzeki o dobrych warunkach przepływu
- 0,035 - Kanały o bardzo złym stanie (nieregularny przekrój – znacznie zaniesione kamieniami i zarośnięte wodorostami itp.); rzeki we względnie dobrych warunkach, lecz z pewną ilością kamieni i wodorostów
- 0,040 - Kanały wyjątkowo źle utrzymane (znaczne wyrwy i zsuwy, zarośnięte szuwarami, gęste korzenie, duże kamienie na dnie itp.); rzeki przy dalszym pogorszeniu warunków przepływu (w porównaniu z punktami poprzednimi), zwiększone ilości kamieni i wodorostów, kręte łóżysko itd.



Rysunek 21 Zdjęcie przedstawiające koryto rzeki Warty przy aktualnym przebiegu DK46 (źródło: maps.google.pl)

Tabela 14 Współczynniki szorstkości koryt n Manninga (Ven Te Chow, 1959)

Charakterystyka koryta	Współczynnik szorstkości n [$m^{-1/3}s$]		
	min	średni	max
Koryta zaniedbane			
- gęsta roślinność o wysokości równej głębokości cieku	0,050	0,080	0,120
- czyste dno, zarośla przy brzegach	0,040	0,050	0,080
Małe ciekły nizinne			
- czyste proste bez mielizn i dolów	0,025	0,030	0,033
- j.w. lecz z dużymi kamieniami i roślinnością	0,030	0,035	0,040
- czyste, kręte z łachami i dolami	0,033	0,040	0,045
- j.w. lecz z kamieniami i roślinnością	0,035	0,045	0,050
Koryta w terenie zalewowym			
- niska trawa	0,025	0,030	0,035
- wysoka trawa	0,030	0,035	0,050

Tabela 15 Współczynnik Manninga dla betonu (źródło: zbiór pomocy z przedmiotu Budownictwo Wodnej – Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki, Uniwersytet Rolniczy w Krakowie)

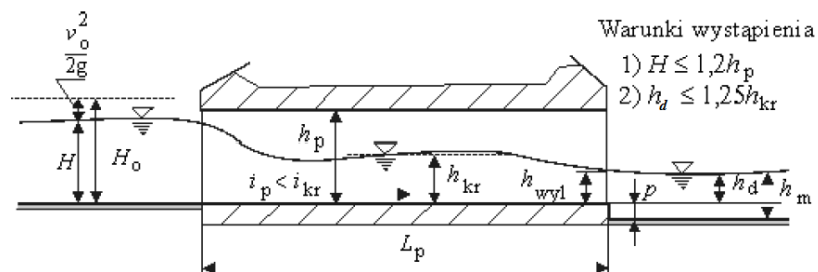
	beton			
13	powierzchnia wygładzona	0,011	0,013	0,015
14	powierzchnia wygładzona kielnią	0,013	0,015	0,016
15	powierzchnia wygładzona, na dnie żwir	0,015	0,017	0,020
16	powierzchnia nie wygładzona	0,014	0,017	0,020
17	torkret dobrze ułożony	0,016	0,019	0,023
18	torkret o powierzchni pofalowanej	0,018	0,022	0,025
19	wyprawa na równo obrobionej powierzchni skalnej	0,017	0,020	–
20	wyprawa na nierówno obrobionej powierzchni skalnej	0,022	0,027	–

Dla rzeki Warty wprowadzono w dnie szorstkość 0.03, na brzegach 0.05.

Zgodnie z powyższym dla przepustów przyjęto współczynnik $n=0.012$.

4.4.2 Przepusty

W zależności od warunków przepływu na wlocie i wylocie przewodu przepustu wyodrębniono schemat hydrauliczny. W obliczeniach przyjęto założenia hydrauliczne przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie.



Rysunek 22. Schemat hydrauliczny przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie.

Dla przepustu z przejściem dla zwierząt przyjęto jako przepływ średni (zgodnie z prawem półki dla zwierząt winny się znajdować powyżej przepływu średniego) przepływ miarodajny $Q_{50\%}$

4.4.3 Zrzuty wód z wylotów

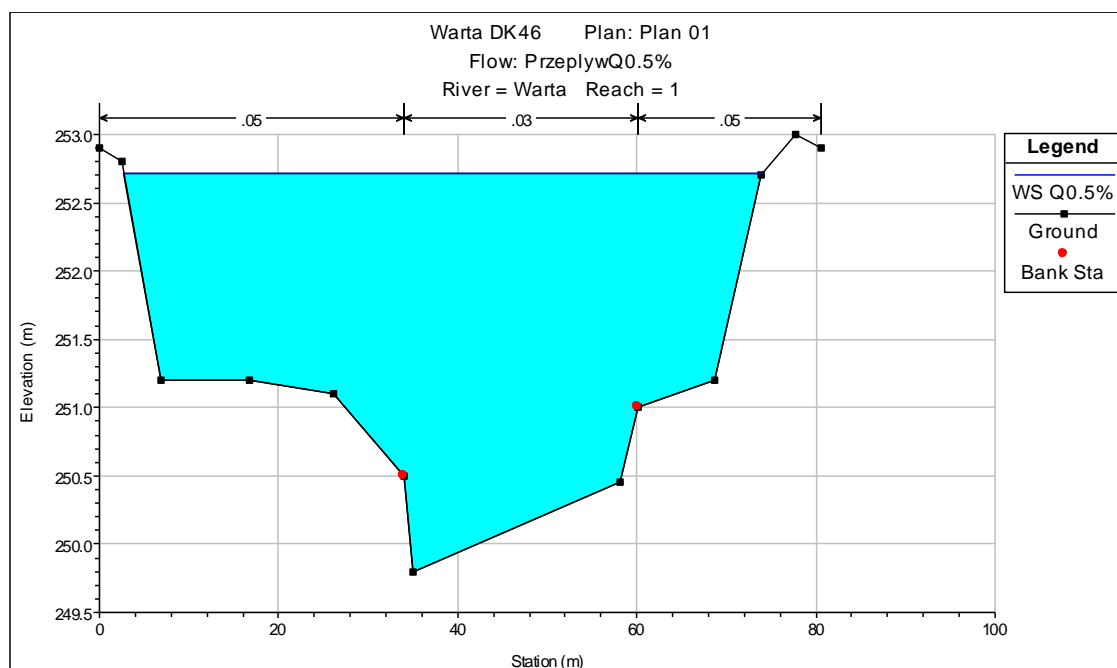
Ponieważ kanalizacje projektowane są w odniesieniu do SSQ i do tego przepływu są odnoszone, wpływ zrzutu wód na poziom zwierciadła wody w odbiorniku obliczono w odniesieniu do tego przepływu.

4.5 Wyniki obliczeń hydraulicznych

Poniżej zestawiono wyniki obliczeń hydraulicznych. Należy pamiętać, iż metodyka empiryczna obliczeń pozwala jedynie na przybliżone przedstawienie parametrów przepływu. Obliczenia wykonywane są lokalnie, dla odcinka w sąsiedztwie przekroju mostowego, nie odzwierciedlają sytuacji na całej długości cieku.

4.5.1 Wyniki dla rzeki Warta – przekrój niezabudowany

4.5.1.1 Przepływ miarodajny

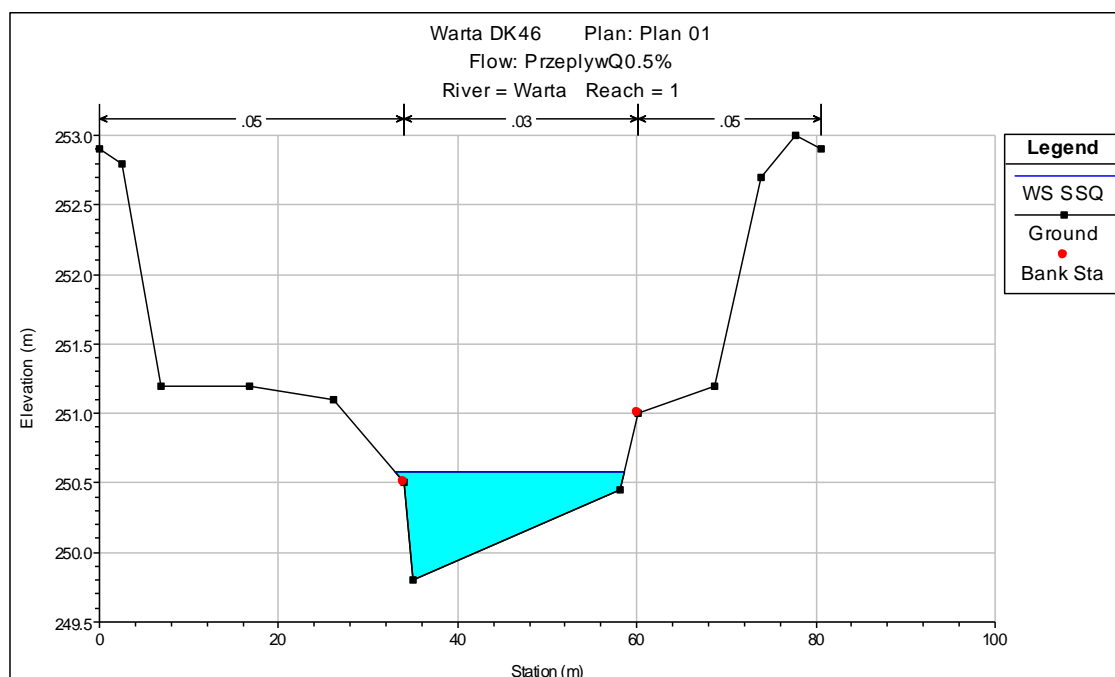


Rysunek 23 Przekrój niezabudowany w miejscu projektowanego mostu z wprowadzonym przepływem miarodajnym w modelu hydraulicznym HEC-RAS

Tabela 16 Wyniki obliczeń hydraulicznych dla przekroju niezabudowanego i przepływu miarodajnego w miejscu projektowanego mostu

Rzędna linii energii (m)	252.75	Element	Lewy teren zalewowy	Koryto główne	Prawy teren zalewowy
Rzędna zwierciadła wody (m)	252.72	Współczynnik Manninga	0.05	0.03	0.05
Rzędna głębokości krytycznej (m)		Powierzchnia przepływu (m ²)	47.87	66.68	17.65
Spadek linii energii (m/m)	0.000244	Powierzchnia (m ²)	47.87	66.68	17.65
Przepływ całkowity (m ³ /s)	90.3	Przepływ (m ³ /s)	19.73	64.18	6.39
Szerokość zwierciadła wody (m)	71.39	Szerokość zwierciadła wody (m)	31.27	26.2	13.92
Prędkość (m/s)	0.68	Średnia prędkość (m/s)	0.41	0.96	0.36
Maksymalna głębokość (m)	2.92	Głębokość hydrauliczna (m)	1.53	2.55	1.27
Minimalna rzędna dna (m)	249.8	Conv. (m ³ /s)	1263.7	4111.7	409.3

4.5.1.2 Przepływ charakterystyczny SSQ



Rysunek 24 Przekrój w miejscu projektowanego mostu z wprowadzonym przepływem SSQ w modelu hydraulicznym HEC-RAS

Tabela 17 Wyniki obliczeń hydraulicznych dla przekroju mostowego i przepływu SSQ

Rzędna linii energii (m)	250.59	Element	Lewy teren zalewowy	Koryto główne	Prawy teren zalewowy
Rzędna zwierciadła wody (m)	250.58	Współczynnik Manninga		0.03	
Rzędna głębokości krytycznej (m)		Powierzchnia przepływu (m2)		11.07	
Spadek linii energii (m/m)	0.000327	Powierzchnia (m2)		11.07	
Przepływ całkowity (m3/s)	3.89	Przepływ (m3/s)		3.89	
Szerokość zwierciadła wody (m)	25.75	Szerokość zwierciadła wody (m)		24.68	
Prędkość (m/s)	0.35	Średnia prędkość (m/s)		0.35	
Maksymalna głębokość (m)	0.78	Głębokość hydrauliczna (m)		0.45	
Minimalna rzędna dna (m)	249.8	Conv. (m3/s)		214.9	

4.5.1.3 Wpływ zrzutu na poziom zwierciadła SSQ w rzece

Ponieważ założono odpływ ze zbiornika w ilości 10 l/s nie będzie miał on wpływu na podniesienie się zwierciadła wody w rzece.

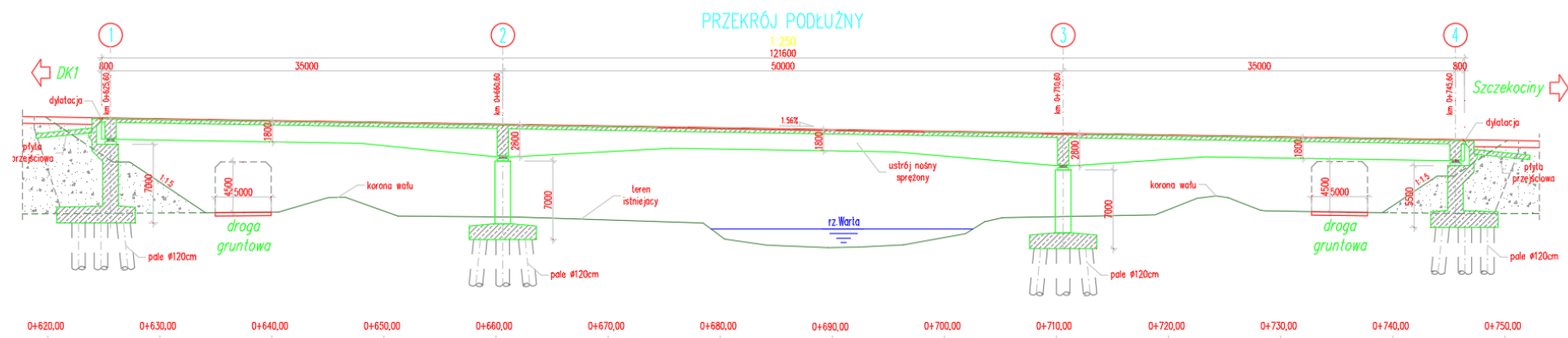
Tabela 18 Wyniki obliczeń hydraulicznych dla przekroju mostowego i przepływu SSQ uwzględniającego zrzut ze zbiornika w ilości 10l/s

Rzędna linii energii (m)	250.59	Element	Lewy teren zalewowy	Koryto główne	Prawy teren zalewowy
Rzędna zwierciadła wody (m)	250.58	Współczynnik Manninga		0.03	
Rzędna głębokości krytycznej (m)		Powierzchnia przepływu (m2)		11.09	
Spadek linii energii (m/m)	0.000328	Powierzchnia (m2)		11.09	
Przepływ całkowity (m3/s)	3.9	Przepływ (m3/s)		3.9	
Szerokość zwierciadła wody (m)	25.76	Szerokość zwierciadła wody (m)		24.68	
Prędkość (m/s)	0.35	Średnia prędkość (m/s)		0.35	
Maksymalna głębokość (m)	0.78	Głębokość hydrauliczna (m)		0.45	
Minimalna rzędna dna (m)	249.8	Conv. (m3/s)		215.3	

Sprawdzono, iż dopiero w przypadku zrzutu o wartości 100 l/s zwierciadło wody przy przepływie SSQ podniesie się o 1 cm

4.5.2 Wyniki dla rzeki Warta – przekrój zabudowany mostem

Poniżej przedstawiono wyniki obliczeń hydraulicznych dla przyjętej koncepcji rozwiązań, aby sprawdzić czy, zgodnie z pismem NZS-T-475.11.2017 RZWG, rozwiązania techniczne nie utrudniają przepływu wód. Do obliczeń przyjęto wyłącznie przepływ miarodajny $Q_{0.5\%}$.



Rysunek 25 Koncepcja rozwiązań dla mostu nad Wartą

Tabela 19 Porównanie wyników dla przekroju powyżej i poniżej mostu w modelu bez mostu oraz z mostem

	Rzędna zw. Wody [m n.p.m.]	Prędkość przepływu [m/s]	Szerokość zw. Wody [m]
Przekrój powyżej – model bez mostu	252,72	0,96	71,4
Przekrój powyżej – model z mostem	252,72	0,96	71,4
Przekrój poniżej – model bez mostu	252,7	0,95	74,8
Przekrój poniżej – model z mostem	252,7	0,95	74,8

Z powyższego wynika, iż filary nie powinny wpłynąć na parametry przepływu wody. Należy podkreślić, iż obliczenia wykonywane są lokalnie, dla odcinka w sąsiedztwie przekroju mostowego, nie odzwierciedlają sytuacji na całej długości cieku.

Plan: Plan 02 Warta 1 RS: 1.4 Profile: Q0.5%			
Przepływ miarodajny - Q_m	90.3		[m³/s]
Rzędna korony mostu	260.6		[m n.p.m.]
Rzędna spodu konstrukcji mostu	258.8		[m n.p.m.]
Rzędna energii w przekroju powyżej mostu	252.76		[m n.p.m.]
Rzędna wody powyżej przekroju	252.72		[m n.p.m.]
Delta wody pod mostem	0.02		[m]
Powierzchnia światła mostu	597.36		[m²]
Średnia prędkość wody w przekroju mostu	0.71		[m/s]
Element	wlot	wylot	
Rzędna energii	252.76	252.75	[m n.p.m.]
Rzędna wody	252.72	252.71	[m n.p.m.]
Rzędna głębokości krytycznej	251.31	251.36	[m n.p.m.]
Prędkość	0.71	0.67	[m/s]
Powierzchnia światła wody	127.7	134.21	[m²]
Liczba Froude	0.2	0.2	[-]
Obwód zwilżony	75.66	83.85	[m]
Szerokość zwierciadła wody	69	76	[m]
Siła tnąca	4.36	4.31	[N/m²]
Wzniesienie spodu konstrukcji powyżej zwierciadła wody	6.08	6.09	[m]

4.5.3 Wyniki dla projektowanego przepustu z przejściem dla płazów

Projektowany przepust z przejściem Q50%

Trapezoidal

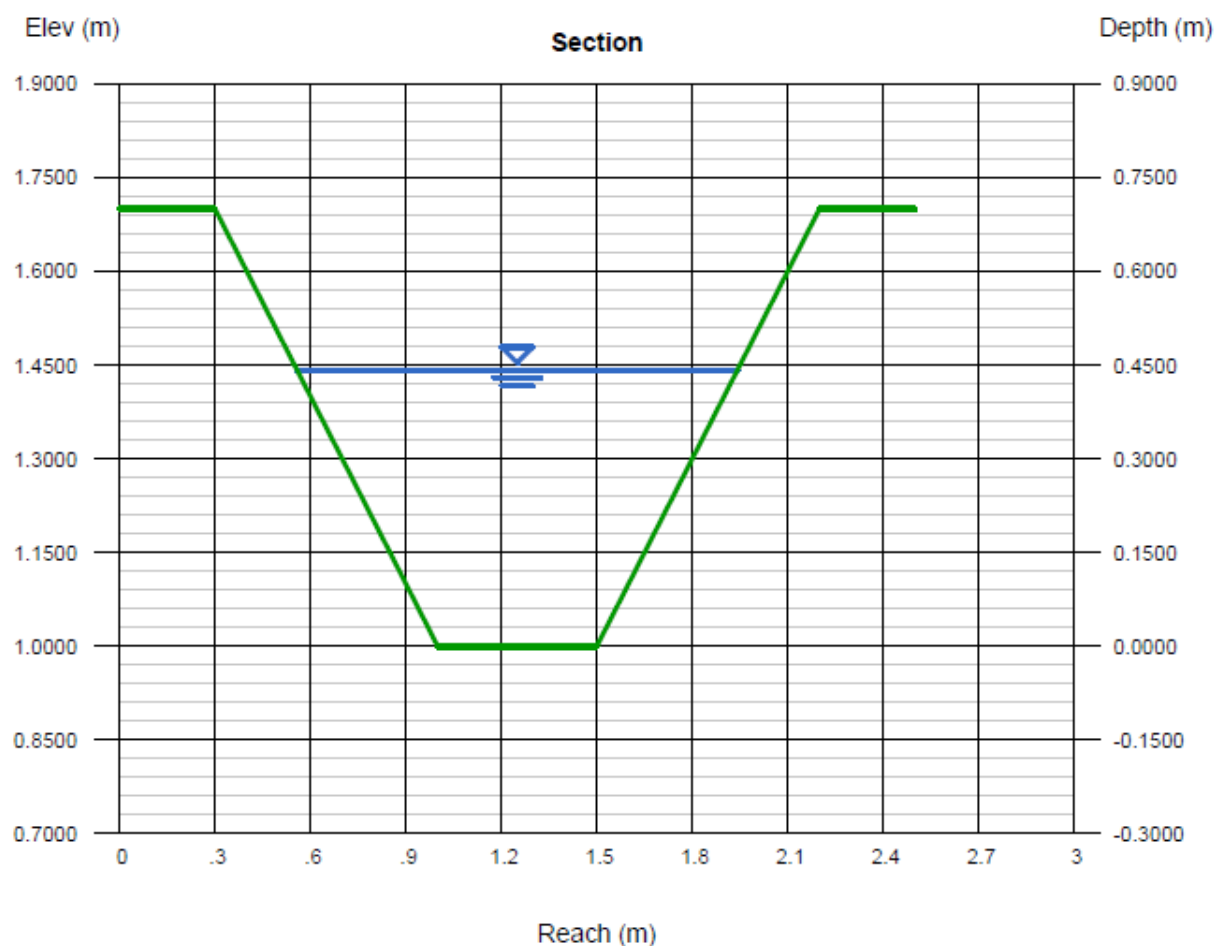
Bottom Width (m)	= 0.5000
Side Slopes (z:1)	= 1.0000, 1.0000
Total Depth (m)	= 0.7000
Invert Elev (m)	= 1.0000
Slope (%)	= 0.5000
N-Value	= 0.012

Calculations

Compute by:	Known Q
Known Q (cms)	= 0.9300

Highlighted

Depth (m)	= 0.4420
Q (cms)	= 0.9300
Area (sqm)	= 0.4163
Velocity (m/s)	= 2.2339
Wetted Perim (m)	= 1.7501
Crit Depth, Yc (m)	= 0.5090
Top Width (m)	= 1.3839
EGL (m)	= 0.6965



Rysunek 27 Raport z obliczeń hydraulicznych dla przepustu z przejściem dla płazów

4.5.4 Wyniki obliczeń pojemności zbiorników

Z uwagi na fakt, iż planuje się zbiorniki retencyjno – infiltracyjne, co oznacza iż będą one infiltrować wodę do gruntu, założono niewielki odpływ ze zbiorników ZR2 i ZR3 gdyż nie mają one odbiorników w postaci rowów lub cieków. W przypadku zbiornika, z którego wody będą zrzucane do rzeki (ZR1) przyjęto większy odpływ niż w dwóch pozostałych.

Na etapie projektu należy uwzględnić geologię pod zbiornikami oraz przeanalizować możliwy dopływ wód z odcinka drogi będącego poza zasięgiem inwestycji w celu obliczenia ostatecznej wielkości zbiorników.

Tabela 21 Zestawienie wyników dla minimalnej pojemności zbiorników

Zbiornik	Km drogi	Strona drogi	Dopływ Q_{odp} [l/s]	Założony odpływ Q_{odp} [l/s]	współczynnik opróżnienia η	WR	Pojemność minimalna V [m ³]
ZR1	0+880	L	130	10	0,077	940	122,2
ZR2	1+900	P	180	2.5	0,014	1250	225
ZR3	1+900	L	70	1	0,014	1250	87,5

5 Obliczenia konstrukcji obiektów inżynierskich

Obliczenia minimalnych światel planowanych obiektów wykonano na podstawie Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie

Tabela 22 Wartość prawdopodobieństwa p przepływu miarodajnego dla mostów i przepustów trwałych w zależności od klasy drogi

Rodzaj obiektu	Klasa drogi		
	A, S, GP	G, Z	L, D
Mosty trwałe	0.3	0.5	1
Przepusty	1	1	2

5.1 Światło minimalne przepustów

Zgodnie z ROZPORZĄDZENIEM MINISTRA TRANSPORTU I GOSPODARKI MORSKIEJ z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

§40.1. Światło przepustów powinno zapewnić swobodę przepływu miarodajnego wody, z uwzględnieniem ograniczeń dotyczących prędkości przepływu, stopnia wypełnienia przewodu przepustu oraz pochylenia podłużnego jego dna.

2. Przepływ miarodajny, o którym mowa w ust. 1, powinien być określony w zależności od klasy drogi i rodzaju obiektu w oparciu o wartości prawdopodobieństwa p

§ 41. Zastosowanie przepustów

1. Przepusty powinny być zastosowane na ciekach o pochyleniu podłużnym nie większym niż 2%. Przy pochyleniach równych lub większych niż 2% oraz na potokach górskich zastosowanie przepustu może być dopuszczone tylko dla dróg klasy L i D.
2. Dno przepustu na ciekach powinno mieć pochylenie podłużne, zapewniające pokonanie oporów ruchu w przepuście przy przepływie miarodajnym, dostosowane do warunków napełnienia przepustu. Jeśli zastosowanie takiego pochylenia wymagałoby nadmiernego podniesienia wlotu lub wylotu przepustu ponad naturalne dno cieku, to pochylenie powinno być odpowiednio skorygowane. Pochylenie nie może być jednak mniejsze niż 0,5% z uwagi na niebezpieczeństwo nadmiernego zamulenia dna przepustu.
3. Ze względu na utrzymanie ciągłości ekosystemu dopuszcza się niewielkie zamulenie w przepustach na ciekach stale prowadzących wodę.

§ 42. Przewody przepustów i ich ukształtowanie

1. Wymiary przewodu przepustu oraz ukształtowanie jego wlotu i wylotu powinny w szczególności:

- 1) nie powodować:
 - a) nadmiernego spiętrzenia wody przed przepustem,
 - b) nadmiernie wysokiego poziomu wody na wlocie i w przewodzie przepustu w przypadku przepustów niezatopionych,
- 2) zapewnić odpowiednie warunki odpływu wody od przepustu,
- 3) zabezpieczyć przed istotnym rozmyciem lub zamuleniem dna cieku przed i za przepustem.

2. Prędkość przepływu wody nie powinna być, przy wysokości przewodu przepustu:

- 1) nie większej niż 1,5 m - większa niż 3,5 m/s,
- 2) większej niż 1,5 m - większa niż 3 m/s.

§43.1. Przewody przepustów o przekrojach prostokątnych, owalnych i kołowych powinny mieć szerokość w świetle:

- 1) dla dróg klas A i S - nie mniejszą niż 1 m,
- 2) dla dróg klas GP, G i Z - nie mniejszą niż 0,8 m,
- 3) dla pozostałych dróg, gdy długość przewodu przepustu:
 - a) jest nie większa niż 10 m - nie mniejszą niż 0,6 m,
 - b) jest równa lub większa niż 10 m - nie mniejszą niż 0,8 m.

2. Wysokość przewodów przepustów o przekrojach prostokątnych i owalnych powinna wynosić:

- 1) przy długości nie większej niż 20 m pod drogami klas L i D - nie mniej niż 0,8 m,
- 2) przy długości nie większej niż 20 m pod drogami pozostałych klas - nie mniej niż 1 m,
- 3) przy długościach większych niż 20 m - nie mniej niż 1,2 m,

wysokość przewodów przepustów przełazowych zaś powinna wynosić nie mniej niż 1,9 m.

3. Dopuszcza się zwielokrotnienie liczby otworów kosztem średnicy przewodu kołowego w przypadku, gdy przewód o dużej średnicy powoduje nadmierne podniesienie niwelety jezdni, z zastrzeżeniem § 49 ust. 3.

§ 44. Przepusty do przechodzenia dla mniejszych zwierząt

1. Dopuszcza się wykorzystanie przepustów jako przejść dla mniejszych zwierząt poprzez odpowiednie zwiększenie ich światła i uformowanie przekroju, stosownie do wymagań określonych w ust. 2.
2. Przepusty przewidziane do przechodzenia małych zwierząt powinny mieć uformowaną ścieżkę dla zwierząt o szerokości nie mniejszej niż 0,5 m, wzniesioną ponad zwierciadło średniej wody w przepuście.

§45. W przepustach pracujących niepełnym przekrojem przewodu strop prostokątnego oraz zwornik kołowego lub owalnego przewodu przepustu powinny być wzniesione nie mniej niż 0,25 m nad zwierciadłem wody przy przepływie miarodajnym, a głębokość wody w przewodzie nie powinna być większa niż 75% wartości jego wysokości bądź średnicy

5.2 Światło minimalne mostu

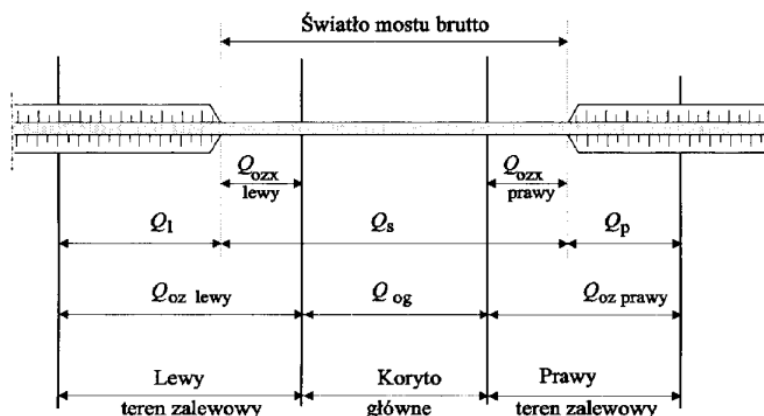
Obliczenia minimalnego światła mostu wykonano na podstawie pomiarów geodezyjnych otrzymanych od Zamawiającego. Przyjęto przekrój mostowy niezabudowany w miejscu projektowanego mostu.

5.2.1 Schemat obliczeniowy – światło poziome

Obliczenia wykonano zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

5.2.1.1 Obliczenia dla przekroju mostowego z dnem rozmywalnym i ruchem rumowiska w części przekroju

Przekrój mostowy dzieli się na część główną o świetle L_g usytuowaną w części koryta, w której odbywa się ruch rumowiska, oraz na części boczne o łącznym świetle L_z , w których nie występuje znaczący ruch rumowiska.



Rysunek 28 Podział przepływu w przekroju niezabudowanym

Określenie minimalnego światła mostu polega na obliczeniu przepływu przypadającego na część główną przekroju o świetle L_g . Tok postępowania jest następujący:

- Określenie światła L_g w głównej części koryta
- Obliczenie przepływu przez część przekroju o świetle L_g

$$Q_g = Q_{og} \left(\frac{L_g}{B_{og}} \right)^{3/4} P^{9/8}$$

- Obliczenie przepływu przez część przekroju o świetle L_z

$$Q_z = Q_m - Q_g$$

- Obliczenie wartości współczynnika

$$f = \frac{v_{og}^2 - v_{oz}^2}{v_{oz}^2 + 0.9giB_1}$$

Gdzie:

g – przyspieszenie ziemskie

i – spadek cieku

$B_1=0.5(B_0-L_{br})$ przy symetrycznych terenach zalewowych, dla niesymetrycznych terenów zalewowych przyjmuje się pośrednie wartości B_1

B_0 – całkowita szerokość wody w korycie

L_{br} – szerokość przekroju mostowego między przyczółkami

v_{og} – średnia prędkość w korycie głównym

v_{oz} – średnia prędkość na terenach zalewowych

- e) Obliczenie wartości przepływu przypadającego w korycie niezabudowanym na szerokość światła mostu L_z brutto:

$$Q_{OZX} = \frac{Q_z}{\sqrt{(1+f)\left(\frac{Q_g}{Q_{og}}\right)^2 - f}}$$

Q_{og} – przepływ w korycie głównym

Q_g – przepływ w części przekroju, w której odbywa się znaczny ruch rumowiska

Q_z – przepływ w części przekroju mostowego, w której nie ma ruchu rumowiska

Światło nad terenami zalewowymi powinno wynosić co najmniej

$$L_z = \frac{F_z}{h_z}$$

Gdzie: F_z – średnie pole przepływu na terenach zalewowych

h_z – średnia głębokość na terenach zalewowych

Łączne światło mostu powinno wynosić:

$$L_{br} = L_g + L_z$$

Obliczenie średniej głębokości po rozmyciu w korycie głównym:

$$h_{gr} = h_{og} \left(\frac{L_g}{B_{og}} \right)^{-2/3} \left(\frac{Q_g}{Q_{og}} \right)^{8/9}$$

h_{og} – średnia głębokość w korycie głównym

L_g – światło mostu w części przekroju, w której odbywa się znaczny ruch rumowiska

B_{og} – szerokość zwierciadła wody w korycie głównym

Głębokość rozmyć lokalnych zależy od kształtu filara, prędkości w korycie przed mostem, rodzaju gruntu i kierunku napływu wody na filar. Należy ją obliczyć z wzoru:

$$h_w = K_1 K_2 (a + K_3) \frac{v^2}{g} - c$$

Gdzie:

h_w – głębokość wyboju mierzona od poziomu rozmytego dna cieku przy filarze,

v – średnia prędkość wody w odpowiedniej części przekroju powyżej mostu

K_1 – współczynnik zależny od kształtu filara, przyjęto

K_2 – współczynnik określany z wykresu

α – współczynnik uwzględniający rozkład prędkości w przekroju rzeki

K_3 – współczynnik zależny od stosunku głębokości w korycie rozmytym do szerokości zastępczej filara, odczytywany z nomogramu

c – wielkość zależna od rodzaju gruntu stanowiącego podłoże cieku

5.2.1.2 Obliczenia dla przekroju mostowego z dnem nierozmywalnym

Metodyka obliczania minimalnego światła zależy od zastosowania umocnienia dna. W tym przypadku planuje się umocnienie dna i skarp koryta pod mostem jak i powyżej i poniżej obiektu (zgodnie z pismem NZS-T-475.11.2017 RZGW w Poznaniu, sugerującym również użycie materiałów naturalnych).

W związku z powyższym przyjęto schemat obliczeń dla koryt nierozmywalnych do wyznaczenia minimalnego światła mostu L [m]., zgodnie z Załącznikiem 1 Rozporządzenia przypadek 2.2.2.1.c):

$$L = \frac{Q_m}{\mu \cdot h \cdot v} [m]$$

μ - współczynnik, który należy przyjmować:

- Dla filarów zaokrąglonych od strony napływu wody $\mu = 0.78 + 0.021\sqrt{L}$
- Dla mostów jednoprzęsłowych zgodnie z tabelą zamieszczoną w rozporządzeniu

h – średnia głębokość w przekroju mostowym [m]

v – średnia prędkość wody w przekroju mostu [m/s] nie większa niż prędkość krytyczna

$$v_{kr} = \sqrt{gh} \text{ oraz najmniejsza w przekroju prędkość dopuszczalna (z tabeli poniżej)}$$

Tabela 23. Prędkości dopuszczalne w korytach umocnionych v_d

Lp.	Rodzaj umocnienia	Prędkość [m]	
1	Darniowanie		
	- na płask	1.2	
	- darnina w płatkach wiklinowych	1.8	
2	Narzut kamienny bez płotków		
	- kamień o grubości 7.5 cm	2.4	
	- kamień o grubości 10 cm	2.7	
	- kamień o grubości 15 cm	3.3	
	- kamień o grubości 20 cm	3.9	
3	Bruki		
	- pojedynczy o grubości (15-20) cm na warstwie mchu	2.5	3.0
	- pojedynczy o grubości (15-20) cm na płotkach wiklinowych	3.0	3.5
	- pojedynczy z kamienia łamanego o grubości (20-25) cm na warstwie tłucznia 10 cm	3.5	4.0
	- trylinka na warstwie żwiru	3.5	
4	Materace faszynowe o grubości 50 cm	3.0	
5	Koryta z okładziną		
	- z kamienia łamanego na zaprawie	5.0	6.0
	- z betonu	6.0	8.0
6	Wzmocnienia tymczasowe		
	- wyściółka faszynowa o grubości (15-25) cm	1.2	
	- wyściółka z kieszek faszynowych o grubości (25-30) cm	2.2	
	- wyściółka kamienna faszynowa	3.3	

5.2.2 Aspekty prawne – światło pionowe

Przy projektowaniu mostów należy również uwzględnić pozostałe wymagania Rozporządzenia Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie.

§ 31. Wzniesienie dolnej krawędzi konstrukcji mostu

1. Wzniesienie dolnej krawędzi konstrukcji mostu ponad najwyższy poziom spiętrzonej wody przepływu miarodajnego oraz ponad najwyższy poziom wody żeglownej określają odrębne przepisy.

Jednakże brak jest obowiązujących przepisów w kwestii wzniesienia spodu konstrukcji mostu ponad wodę miarodajną, teoretycznie więc powinno się uznawać zasady określone w §6 nieobowiązującego rozporządzenia RM z 5 sierpnia 1977 r. w sprawie granic wód, linii brzegu, urządzeń nad wodami oraz wód śródlądowych żeglownych (Dz.U. 77.26.110), zgodnie z którymi wzniesienie dolnej krawędzi konstrukcji ponad najwyższy poziom wody spiętrzonej nie może być mniejszy niż 1,5 m na wodach żeglownych, 1,0 m na rzekach nieżeglownych i potokach górskich i 0,5 m na pozostałych wodach śródlądowych.

§ 33 Wzniesienie spodu konstrukcji mostu

1. Wzniesienie spodu konstrukcji, o którym mowa w § 31 i 32, powinno zapewnić w szczególności:

- 1) ulokowanie odkrytych części łóżysk powyżej spiętrzonej miarodajnej wody, przy czym warunek ten odnosi się do ich najniższych elementów,
- 2) ulokowanie betonowych ciosów podłożyskowych bądź elementów przegubów betonowych i żelbetowych, wykazujących naprężenia rozciągające w betonie, powyżej poziomu spiętrzonej miarodajnej wody,
- 3) odległość konstrukcji ze stali trudno rdzewiejącej bez powłok malarskich od lustra wody lub poziomu terenu chroniącą przed zawilgoceniem, wynoszącą:
 - a) przy wodach stojących - 3 m,
 - b) przy wodach płynących, ponad średnie stany wód - 2,5 m,
 - c) od poziomu terenu - 1 m,
- 4) odległość nie mniejszą niż 1,9 m od terenu lub odsadzki stożka nasypowego w obrębie przyczółka, gdy wymagany jest dostęp do łóżysk w przypadku braku innych możliwości, z zastrzeżeniem ust. 2; w mostach belkowych o prześwicie między belkami nie mniejszym niż 0,9 m odległość tę odnosi się do spodu płyty pomostu.

2. Wymagania określone w ust. 1 pkt 4 nie dotyczą odbudowywanych, rozbudowywanych i przebudowywanych mostów, w których warunki terenowe lub konstrukcja podpór nie pozwalają na uzyskanie wymaganej odległości.

5.3 Wyniki obliczeń

5.3.1 Światło mostu nad rzeką Wartą

5.3.1.1 Bez umocnień

Tabela 24 Parametry do obliczeń minimalnego światła mostu dla rzeki w stanie nieumocnionym

Parametr	Wartość	Jednostka
P - założony stopień rozmycia zgodnie z tabelą	1.0	[-]
L _g - Założone światło w części mostu nad korytem głównym	26,2	[m]
Q _{og} - przepływ w korycie głównym niezabudowanym	64,18	[m³/s]
B _{og} - szerokość zwierciadła wody w korycie głównym	26,2	[m]
Q _m - przepływ miarodajny	90,3	[m³/s]
g - przyspieszenie ziemskie	9.81	[m/s²]
i - spadek cieku	0.0015	[-]
L _{br} - Założone światło w części mostu brutto (z poszerzeniem w stosunku do L _g) nad korytem głównym (przyjęto szerokość światła między wałami)	76,0	[m]
v _{og} - średnia prędkość w korycie głównym	0.96	[m/s]
v _{oz} - średnia prędkość na terenach zalewowych	0.40	[m/s]

Z powyższych parametrów podstawionych do wzorów, zgodnie z metodyką, otrzymano:

- Przepływ przypadający w korycie niezabudowanym na szerokość światła mostu $L_{zbrutto}$
 $Q_{ozx}=26,12 \text{ [m}^3/\text{s]}$
- Średnia głębokość w korycie głównym $h_{gr}=2,55 \text{ m}$
- Średnia głębokość na terenach zalewowych $h_z=1,45 \text{ m}$

Z powyższych wyliczono:

Średnie pole przepływu na terenach zalewowych $F_z = \frac{Q_{ozx}}{v_{oz}} = 65,87 \text{ [m}^2\text{]}$

Światło nad terenami zalewowymi winno wynosić co najmniej $L_z = \frac{F_z}{h_z} = 45,43 \text{ [m]}$

Stopień rozmycia $P = \left(\frac{L_g}{B_{og}}\right)^{-2/3} \left(\frac{Q_g}{Q_{og}}\right)^{8/9} = 0,99$

Średnia głębokość po rozmyciu $h_{gr} = h_{og} \cdot P = 2,53$ – wielkość rozmycia = -0.02

Łącznie światło mostu dla prawidłowego przepuszczenia wód miarodajnych powinno wynosić:

$$L_{br} = L_g + L_z = 71,63 \text{ [m]}$$

Uwzględniając szerokość filarów $2 \times 1.4 = 2.8$ światło winno wynosić 74.43 m

Projektowana szerokość światła mostu między wałami wynosi 76 m, a zatem jest większa niż wyliczona

5.3.1.2 Rozmycia dna przy filarach mostowych

v – średnia prędkość wody w odpowiedniej części przekroju powyżej mostu = 0.55 m/s

K_1 – współczynnik zależny od kształtu filara, przyjęto 10

K_2 – współczynnik określany z wykresu=0.85

α – współczynnik uwzględniający rozkład prędkości w przekroju rzeki=1.0

K_3 – współczynnik zależny od stosunku głębokości w korycie rozmytym do szerokości zastępczej filara, odczytywany z nomogramu=0.35

c – wielkość zależna od rodzaju gruntu stanowiącego podłoże cieku=0,5

Otrzymano głębokość wyboju mierzona od poziomu rozmytego dna cieku przy filarze $h_w = -0.15$ m

5.3.1.3 Z umocnieniem dna

Prędkość w korycie wynosi 0.68 m/s

Średnią głębokość wyliczono jako średnią z głębokości hydraulicznych $h_{sr}=1,78$ m

Prędkość krytyczna

$$v_{kr} = \sqrt{9,81 \cdot 1,78} = 4,18 \text{ m/s}$$

Przyjęto prędkość średnią 2.4 m/s (minimalna przy narzucie kamiennym)

Z uwagi na filary współczynnik zależny jest od światła

$$\mu = 0.78 + 0.021\sqrt{L}$$

Konieczne jest zatem rozwiązanie obu równań

$$L = \frac{90.3}{\mu \cdot 1,78 \cdot 2.4}$$

Otrzymano wynik

$$\mu = 0.883$$

Minimalne światło poziome dla przepuszczenia wód miarodajnych przy założonym umocnieniu narzutem kamiennym

$$L=23.94 \text{ m}$$

W części dotyczącej obliczeń hydraulicznych wykonano obliczenia dla przyjętej koncepcji rozwiązań, aby sprawdzić czy, zgodnie z pismem NZZ-T-475.11.2017 RZGW, rozwiązania techniczne nie utrudniają przepływu wód.

Światło pionowe

Rzędna wody miarodajnej Q0.5% wg modelu znajduje się na wysokości 252.72 m n.p.m.

Zgodnie z informacją zamieszczoną na stronie KZGW

(<http://www.kzgw.gov.pl/index.php/pl/materialy-informacyjne/srodladowe-drogi-wodne-w-polsce>) przedmiotowy odcinek Warty nie jest żeglowny

A zatem minimalna rzędna spodu konstrukcji winna wynosić

$$Rz_{Q50\%+1} \text{ m} = 253.72 \text{ m n.p.m.}$$

5.3.2 Minimalne światła przepustów

- Dla dróg klasy G i GP – przepływ $Q=1\%$
- Dla dróg klasy D – przepływ $Q=2\%$

Przyjęto początkową średnicę 0.8 m oraz założono spadek 0.5% - jest to spadek minimalny zgodny z Rozporządzeniem. Średnicę zwiększano co 0.2 m aby uzyskać minimalny wymiar przepustu spełniający wymagania Rozporządzenia.

Przyjęte w obliczeniach rzędne oraz długości służą wyłącznie graficznemu przedstawieniu przepływu w przepuście.

W przypadku obliczeń przepustu na rowie R-A przyjęto zarówno przekrój kołowy wyznaczając minimalną średnicę oraz ramowy, zgodnie z minimalnymi wymiarami przepustu przełazowego wg Rozporządzenia (szerokość 0.8 m, wysokość 1.9 m – wysokość dla przepustów przełazowych).

Invert Elev Dn (m) = 1.0000
 Pipe Length (m) = 15.0000
 Slope (%) = 0.5000
 Invert Elev Up (m) = 1.0750
 Rise (mm) = 800.0
 Shape = Circular
 Span (mm) = 800.0
 No. Barrels = 1
 n-Value = 0.012
 Culvert Type = Circular Concrete
 Culvert Entrance = Square edge w/headwall (C)
 Coeff. K,M,c,Y,k = 0.0098, 2, 0.0398, 0.67, 0.5

Embankment

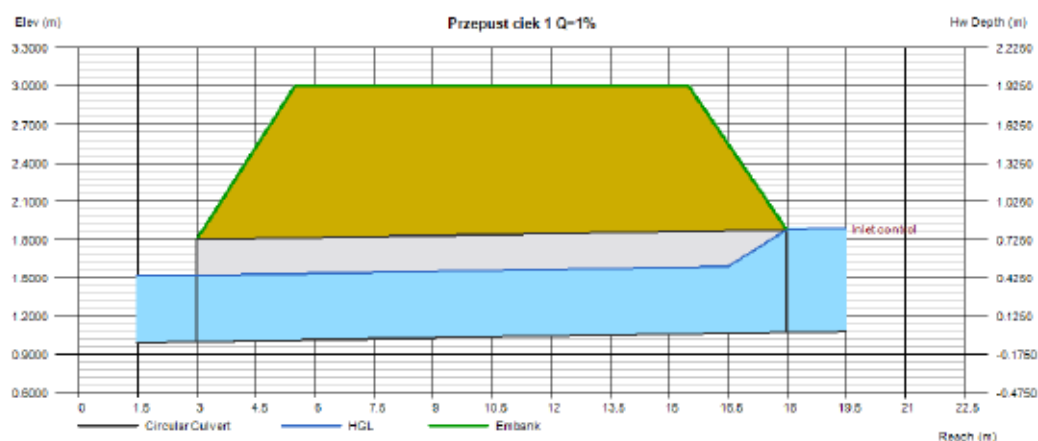
Top Elevation (m) = 3.0000
 Top Width (m) = 10.0000
 Crest Width (m) = 100.0000

Calculations

Qmin (cms) = 0.7300
 Qmax (cms) = 0.7300
 Tailwater Elev (m) = Normal

Highlighted

Qtotal (cms) = 0.7300
 Qpipe (cms) = 0.7300
 Qovertop (cms) = 0.0000
 Veloc Dn (m/s) = 2.1116
 Veloc Up (m/s) = 2.1027
 HGL Dn (m) = 1.5198
 HGL Up (m) = 1.5967
 Hw Elev (m) = 1.8880
 Hw/D (m) = 1.0163
 Flow Regime = Inlet Control



Rysunek 29 Raport hydrauliczny z obliczeń przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy G i GP dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

Tabela 25 Minimalna średnica przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy G i GP dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

D	0.80 [m]	Średnica przepustu= h_p - warunek § 43.1	warunek spełniony
H	0.81 [m]	Głębokość wody na wlocie do przepustu	
$1.2h_p$	0.96 [m]	warunek niezatopienia wlotu; $H \leq 1.2h_p$	warunek spełniony
h_{kr}	0.52 [m]	Głębokość krytyczna w przepuście	
h_d	0.52 [m]	Głębokość wody dolnej	
$1.25h_{kr}$	0.65 [m]	warunek niezatopienia wylotu; $h_d \leq 1.25h_{kr}$	warunek spełniony
vśr	2.11 [m/s]	warunek prędkości przepływu wody - warunek § 42.2	warunek spełniony
Hśr	0.52 [m]	warunek głębokości wody w przewodzie - warunek §45	warunek spełniony

Invert Elev Dn (m) = 1.0000
 Pipe Length (m) = 10.0000
 Slope (%) = 0.5000
 Invert Elev Up (m) = 1.0500
 Rise (mm) = 800.0
 Shape = Circular
 Span (mm) = 800.0
 No. Barrels = 1
 n-Value = 0.012
 Culvert Type = Circular Concrete
 Culvert Entrance = Square edge w/headwall (C)
 Coeff. K,M,c,Y,k = 0.0098, 2, 0.0398, 0.67, 0.5

Embankment

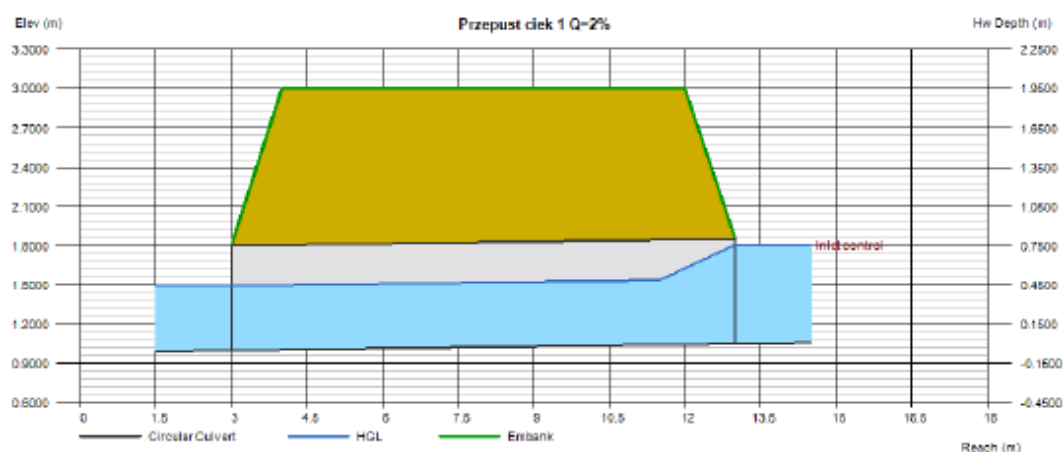
Top Elevation (m) = 3.0000
 Top Width (m) = 8.0000
 Crest Width (m) = 100.0000

Calculations

Qmin (cms) = 0.6600
 Qmax (cms) = 0.6600
 Tailwater Elev (m) = Normal

Highlighted

Qtotal (cms) = 0.6600
 Qpipe (cms) = 0.6600
 Qovertop (cms) = 0.0000
 Veloc Dn (m/s) = 2.0285
 Veloc Up (m/s) = 2.0191
 HGL Dn (m) = 1.4934
 HGL Up (m) = 1.5453
 Hw Elev (m) = 1.8067
 Hw/D (m) = 0.9459
 Flow Regime = Inlet Control



Rysunek 30 Raport hydrauliczny z obliczeń przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy D dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

Tabela 26 Minimalna średnica przepustu dla rowu bez nazwy pod drogą klasy D dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

D	0.80 [m]	Średnica przepustu= h_p - warunek § 43.1	warunek spełniony
H	0.76 [m]	Głębokość wody na wlocie do przepustu	
$1.2h_p$	0.96 [m]	warunek niezatopienia wlotu; $H \leq 1.2h_p$	warunek spełniony
h_{kr}	0.49 [m]	Głębokość krytyczna w przepuscie	
h_d	0.49 [m]	Głębokość wody dolnej	
$1.25h_{kr}$	0.62 [m]	warunek niezatopienia wylotu; $h_d \leq 1.25h_{kr}$	warunek spełniony
vśr	2.02 [m/s]	warunek prędkości przepływu wody - warunek § 42.2	warunek spełniony
Hśr	0.49 [m]	warunek głębokości wody w przewodzie - warunek §45	warunek spełniony

Invert Elev Dn (m) = 1.0000
 Pipe Length (m) = 20.0000
 Slope (%) = 0.5000
 Invert Elev Up (m) = 1.1000
 Rise (mm) = 1400.0
 Shape = Circular
 Span (mm) = 1400.0
 No. Barrels = 1
 n-Value = 0.012
 Culvert Type = Circular Concrete
 Culvert Entrance = Square edge w/headwall (C)
 Coeff. K,M,c,Y,k = 0.0098, 2, 0.0398, 0.67, 0.5

Embankment

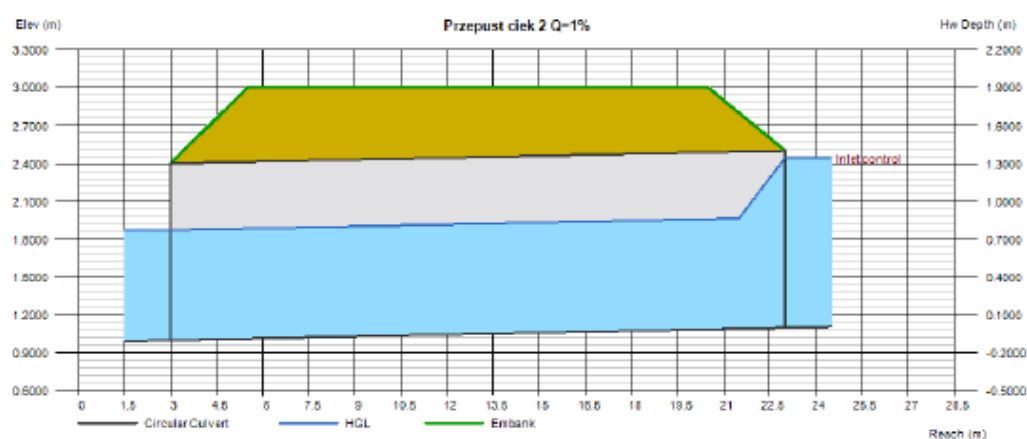
Top Elevation (m) = 3.0000
 Top Width (m) = 15.0000
 Crest Width (m) = 100.0000

Calculations

Qmin (cms) = 2.7300
 Qmax (cms) = 2.7300
 Tailwater Elev (m) = Normal

Highlighted

Qtotal (cms) = 2.7300
 Qpipe (cms) = 2.7300
 Qovertop (cms) = 0.0000
 Veloc Dn (m/s) = 2.7060
 Veloc Up (m/s) = 2.7060
 HGL Dn (m) = 1.8726
 HGL Up (m) = 1.9726
 Hw Elev (m) = 2.4437
 Hw/D (m) = 0.9598
 Flow Regime = Inlet Control



Rysunek 31 Raport hydrauliczny z obliczeń przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

Tabela 27 Minimalna średnica przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

D	1.40	[m]	Średnica przepustu= h_p - warunek § 43.1	warunek spełniony
H	1.34	[m]	Głębokość wody na wlocie do przepustu	
$1.2h_p$	1.68	[m]	warunek niezatopienia wlotu; $H \leq 1.2h_p$	warunek spełniony
h_{kr}	0.87	[m]	Głębokość krytyczna w przepuście	
h_d	0.87	[m]	Głębokość wody dolnej	
$1.25h_{kr}$	1.09	[m]	warunek niezatopienia wylotu; $h_d \leq 1.25h_{kr}$	warunek spełniony
v_{sr}	2.71	[m/s]	warunek prędkości przepływu wody - warunek § 42.2	warunek spełniony
H_{sr}	0.87	[m]	warunek głębokości wody w przewodzie - warunek §45	warunek spełniony

Przepust r6w R-A rama Q=1%

Invert Elev Dn (m) = 1.0000
 Pipe Length (m) = 20.0000
 Slope (%) = 0.5000
 Invert Elev Up (m) = 1.1000
 Rise (mm) = 1900.0
 Shape = Box
 Span (mm) = 800.0
 No. Barrels = 1
 n-Value = 0.012
 Culvert Type = Flared Wingwalls
 Culvert Entrance = 30D to 75D wingwall flares
 Coeff. K,M,c,Y,k = 0.026, 1, 0.0347, 0.81, 0.4

Embankment

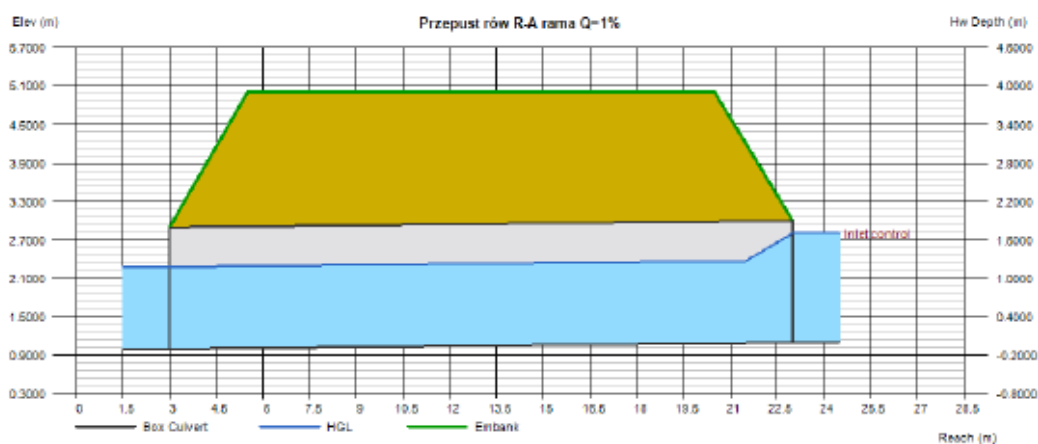
Top Elevation (m) = 5.0000
 Top Width (m) = 15.0000
 Crest Width (m) = 100.0000

Calculations

Qmin (cms) = 2.7300
 Qmax (cms) = 2.7300
 Tailwater Elev (m) = Normal

Highlighted

Qtotal (cms) = 2.7300
 Qpipe (cms) = 2.7300
 Qovertop (cms) = 0.0000
 Veloc Dn (m/s) = 2.6657
 Veloc Up (m/s) = 2.6638
 HGL Dn (m) = 2.2802
 HGL Up (m) = 2.3810
 Hw Elev (m) = 2.8005
 Hw/D (m) = 0.8950
 Flow Regime = Inlet Control



Rysunek 32 Raport hydrauliczny z obliczeŃ ramowego przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

Tabela 28 Minimalne wymiary ramowego przepustu dla R-A pod drogą klasy G dla schematu przepustu o niezatopionym wlocie i wylocie

b_p	0.8	[m]	Szerokość przepustu	
h_p	1.9	[m]	Wysokość przepustu	
H	1.7005	[m]	Głębokość wody na wlocie do przepustu	
$1.2h_p$	2.28	[m]	warunek niezatopienia wlotu; $H < 1.2h_p$	warunek spełniony
h_{kr}	1.09301	[m]	Głębokość krytyczna w przepuście	
h_d	1.28016	[m]	Głębokość wody dolnej	
$1.25h_{kr}$	1.36626	[m]	warunek niezatopienia wylotu; $h_d < 1.25h_{kr}$	warunek spełniony